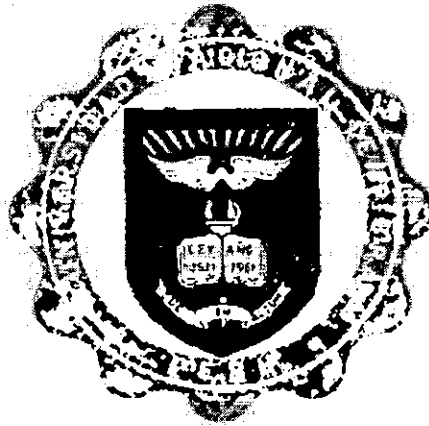


UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



“ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS EN EL PERÚ”

PRESENTADO POR:

ZUTNER MERLIHT MEZA PALACIOS

ASESORADO POR:

ING. MARIA JOSEFA GUTIERREZ ADRIANZEN

**PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE INGENIERO
CIVIL**

PIURA – PERÚ
2015



HOJA DE REGISTRO DE FIRMAS

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL: “ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS EN EL PERÚ”

ING. CARMEN CHILON MUÑOZ M.SC.
PRESIDENTE:

ING. ANTONIO TIMANA FIESTAS
SECRETARIO

ING. CARLOS JAVIER SILVA CASTILLO
VOCAL

ING. MARIA JOSEFA GUTIÉRREZ ADRIANZÉN
ASESORA

Bach. ZUTNER MERLIHT MEZA PALACIOS
TESISTA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
Facultad de Ingeniería Civil
DECANATO

ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS

Los Miembros del Jurado Calificador, que suscriben, reunidos para estudiar el Trabajo de Tesis, presentado por el ex alumno de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura.

BR. MEZA PALACIOS ZUTNER MERLIHT

TESIS TITULADA

"ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES ELASTOMERICOS EN EL PERU"

Oídas las observaciones y las respuestas a las preguntas, lo declaran

Aprobada con el calificativo de Excelente

En consecuencia, queda en condiciones de ser calificado:

Apta

Por el Consejo de Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura, y recibir el **título de INGENIERO CIVIL**, de conformidad con lo estipulado en el Art. 176 del Estatuto General de la Universidad Nacional de Piura.

Piura, 18 de diciembre de 2015.


ING. CARMEN CHILON MUÑOZ M.Sc.
PRESIDENTE


ING. ANTONIO TIMANA FIESTAS
SECRETARIO


ING. CARLOS JAVIER SILVA CASTILLO
VOCAL



Dedico este trabajo de tesis a Dios y a toda mi familia, principalmente a mi madre que ha sido un pilar fundamental de mi vida, por brindarme la confianza, consejos, oportunidad, recursos para lograrlo y porque nunca dejo que me diera por vencida.



AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento a mi asesor de Tesis, Ing. María Josefa Gutiérrez Adrianzén por sus conocimientos y orientación durante el desarrollo este proyecto.

A Roller Chiroque Paico por su incondicional ayuda y paciencia frente a las dudas que se presentaron durante el proceso de diseño.

Quien siempre estuvo preocupada en saber cuándo iba a presentar mi proyecto de tesis por completo y brindarme su apoyo para lo que el proceso de sustentación involucra, Señora Luz, secretaria del decanato.

Así mismo a las personas que contribuyeron con ideas o acotaciones en este proyecto.

Junior Meza Palacios.

Ing. Amalia Mendoza.

Ing. Miguel Ruiz Palacios.

Ing. Carlos Silva Castillo.

Eduardo Sandon Caldas.

Ing. Juan Contreras Bálboro.

Hugo Iparraguirre.

Y a todos quienes de alguna forma ayudaron a que fuera posible la culminación de esta tesis.



CONTENIDO

RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	2
1.4. OBJETIVOS	4
1.4.1. Objetivo general	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
1.5. METODOLOGÍA	4
1.6. CONCEPTOS PREVIOS	5
1.6.1. Sismología	5
1.6.2. Estructura interna de la tierra	5
1.6.3. Tectónicas de placas	7
1.6.3.1. Teoría de la tectónica de placas	7
1.6.3.2. Terremotos y zonas sísmicas	9
1.6.4. Ondas Sísmicas	12
1.6.5. Ingeniería sísmica	14
CAPITULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS	17
2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL CONVENCIONAL	17
2.2. DAÑOS EN EDIFICIOS PRODUCIDOS POR SISMOS	21
2.2.1. Daños Directos	22
2.2.2. Daños Secundarios	23
2.2.3. Daños Indirectos	24
2.3. AISLACIÓN SÍSMICA	25
2.4. HISTORIA Y DESARROLLO DE LOS AISLADORES	27
2.5. PRINCIPIOS DE LA AISLACIÓN SÍSMICA	31
2.5.1. Flexibilidad	32
2.5.2. Disipación de Energía	34
2.5.3. Rigidez Alta para Bajos Niveles de Carga	35
2.6. TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS	35
2.6.1. Aisladores Elastoméricos	36
2.6.1.1. Aisladores Elastoméricos de Bajo Amortiguamiento (LRD)	37
2.6.1.2. Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB)	39
2.6.1.3. Aisladores Elastoméricos de Caucho de Alto Amortiguamiento (HDR)	40

2.6.2. Aisladores Deslizantes	41
2.6.2.1. Aisladores Friccionales	42
2.6.2.2. Aisladores Péndulo Friccional (FPS)	43
2.6.2.3. Sistema de Péndulo de Fricción de Doble Curvatura	47
2.7. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL USO DE AISLACIÓN SÍSMICA	48
2.7.1. Altura del Edificio	48
2.7.2. Tipo de Suelo	49
CAPITULO III: TEORÍA DE LA AISLACIÓN SÍSMICA	50
3.1. INTRODUCCION	50
3.2. TEORÍA LINEAL	50
CAPITULO IV: CARACTERISTICAS DE LOS AISLADORES	57
4.1. INTRODUCCION	57
4.2. PARÁMETROS DEL MODELO BILINEAL	58
4.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS PRINCIPALES AISLADORES SÍSMICOS	60
4.3.1. Aisladores Elastoméricos de Bajo Amortiguamiento (LRD)	60
4.3.2. Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB)	64
4.3.3. Aisladores Elastoméricos de Alto Amortiguamiento (HDR)	67
4.3.4. Aisladores Tipo Sistema de Péndulo de Fricción (FPS)	68
4.4. PANDEO CRÍTICO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS	71
4.5. ESTABILIDAD ANTE GRANDES DESPLAZAMIENTOS LATERALES	73
4.5.1. Área Reducida	74
4.5.2. Hipótesis de Pandeo Crítico	75
4.6. ESTABILIDAD ANTE “ESTIRAMIENTO”	76
CAPITULO V: REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS AISLADAS EN LA BASE	78
5.1. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO	78
5.2. NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO	78
5.2.1. Federal Emergency Management Agency	78
5.2.2. Uniform Building Code 1997, Capítulo 16	81
5.2.3. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-10, Capítulo 17	84
5.2.4. Norma Chilena NCh2745-2003	90
5.2.5. Observaciones	96
5.3. REQUERIMIENTOS GENERALES EN EL DISEÑO DE AISLACIÓN BASAL	96

5.4. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA CON AISLADORES SÍSMICOS	97
5.4.1. A Nivel del Sistema de Aislamiento	98
5.4.2. A Nivel de la Estructura	99
5.5. CONSIDERACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS SÍMICAMENTE	100
5.5.1. Movimiento y Desplazamiento	100
5.5.2. Junta Sísmica	101
5.5.3. Portales Sísmicos	102
5.5.4. Transferencia de Cargas de Gravedad	103
5.5.5. Volteo y Cercanía a fallas geológicas	103
5.5.6. Estructuras Alta y Esbelta	103
5.5.7. Cargas de Viento	104
5.5.8. Conexiones en el aislador	104
5.5.9. Accesibilidad a los aisladores	105
CAPITULO VI: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES ELASTOMERICOS	107
6.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	107
6.2. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO	108
6.2.1. Normas Empleadas	109
6.2.2. Cargas de diseño	109
6.2.3. Estudio de Suelos	111
6.2.4. Características y propiedades de los materiales	111
6.3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	111
6.3.1. Estructuración del Edificio	112
6.3.2. Predimensionamiento del Edificio	114
6.4. MODELAMIENTO EN SOFTWARE	115
6.4.1. Modelamiento de la Estructura Convencional	116
6.4.2. Modelamiento de la Estructura Aislada	118
6.5. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL	122
6.5.1. Parámetros Sísmicos y Espectro de Diseño	122
6.5.2. Resultados del Análisis Sísmico	124
6.5.2.1. Modos de Vibración	124
6.5.2.2. Desplazamientos Laterales	126
6.5.2.3. Fuerza Cortante	127
6.5.2.4. Junta de Separación	128
6.6. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	128

6.6.1. Parámetros Sísmicos para el Diseño	128
6.6.2. Procedimiento de Diseño.	129
6.6.3. Parámetros Iniciales de la Estructura Aislada	130
6.6.4. Propiedades Geométricas y Dinámicas de Aisladores y Deslizadores	131
6.6.4.1. Propiedades Geométricas	131
6.6.4.2. Propiedades Dinámicas	133
6.6.5. Propiedades Dinámicas del Sistema de Aislamiento	137
6.6.5.1. Rigidez Efectiva	137
6.6.5.2. Amortiguamiento Efectivo	137
6.6.5.3. Nuevo Periodo Estimado	138
6.6.6. Excentricidad en el Sistema Aislado	138
6.6.7. Propiedades Finales de los Aisladores y Deslizadores	143
6.7. ANÁLISIS ESPECTRAL DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA AISLADA	143
6.7.1. Análisis Espectral para el Sismo de Diseño	144
6.7.1.1. Espectro del Sismo de Diseño	144
6.7.1.2. Resultados del Análisis Sísmico (DBE)	145
6.7.1.3. Efecto P-Delta en el Sistema de Aislamiento	149
6.7.1.4. Consideración en el anclaje entre el aislador y el capitel	156
6.7.2. Análisis Espectral para el Sismo Máximo.	159
6.7.2.1. Espectro del Sismo Máximo Esperado	159
6.7.2.2. Resultados del Análisis Sísmico (MCE)	159
6.7.2.3. Verificación de Tracciones en los aisladores (MCE)	161
6.8. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	163
6.8.1. Diseño de Losas Macizas	163
6.8.1.1. Diseño por Cortante	164
6.8.1.2. Diseño por Flexión	165
6.8.2. Diseño de Vigas	167
6.8.2.1. Diseño por Flexión	168
6.8.2.2. Diseño por Cortante	171
6.8.3. Diseño de Columnas	176
6.8.3.1. Diseño por Flexo-compresión	177
6.8.3.2. Diseño por cortante	179
6.8.3.3. Esbeltez de Columnas	181
6.8.4. Diseño de Dados del sistema de aislamiento.	185
6.8.5. Diseño de Muros de Sótano	188
6.8.5.1. Diseño por Cortante	190
6.8.5.2. Diseño por Flexión	190



6.8.6. Diseño de la Escalera	192
6.8.6.1.Diseño por flexión:	193
6.8.6.2.Diseño por cortante:	193
6.8.7. Diseño de la Cimentación	194
6.8.7.1.Zapata Aislada	194
6.8.7.2.Zapata Combinada	199
6.8.7.3.Zapata Conectada	206
CAPITULO VII: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL Y LA ESTRUCTURA AISLADA	212
7.1. INTRODUCCION	212
7.2. DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA Y BESE AISLADA	212
7.3. ACELERACIÓN ABSOLUTA DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA Y BASE AISLADA	223
7.4. CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA AISLADA	226
CONCLUSIONES	229
RECOMENDACIONES	232
BIBLIOGRAFÍA	233

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Estructura interna de la tierra.	6
Figura 1.2 Corteza y discontinuidad del Moho.	6
Figura 1.3 Corrientes de convección en el manto e interacción de bordes de placas tectónicas.	7
Figura 1.4 Placas que conforman la litosfera.	8
Figura 1.5 Bordes entre placas de acuerdo al movimiento que producen.	8
Figura 1.6 Foco, epicentro y ondas de un terremoto.	9
Figura 1.7 Distribución de hipocentro en América del Sur.	10
Figura 1.8 Zonas sísmicas y volcánicas.	11
Figura 1.9 Tipos de ondas sísmicas.	12
Figura 1.10 Propagación de las ondas másicas, ondas P y S y ondas superficiales.	13
Figura 2.1 Diagrama Tensión vs Deformación del concreto.	18
Figura 2.2 Curva de capacidad (Análisis no lineal de la estructura).	18
Figura 2.3 Daños en las diferentes estructuras, terremoto de Kobe 1995.	22
Figura 2.4 a) Edificio convencional, b) Edificio con aislamiento sísmico.	26
Figura 2.5 Sistemas utilizados en la antigüedad a) Templo Partenón, b) Templo Ponticapéa.	28
Figura 2.6 Sistema de piso blando (planta baja flexible) con deformaciones controladas.	32
Figura 2.7 Efecto del periodo y amortiguamiento sobre el cortante o aceleración.	33
Figura 2.8 Efecto del periodo y el amortiguamiento sobre el desplazamiento total.	33
Figura 2.9 Disminución de los desplazamientos por el incremento del amortiguamiento.	34
Figura 2.10 Ciclo de histéresis de un sistema estructural, energía elástica e inelástica.	35
Figura 2.11 Aislador de Caucho aplastado y abultado a los lados de escuela Pestalozzi en Skopje.	37
Figura 2.12 Esquema de la relación de la rigidez con el número de placas de acero y el grosor de las gomas de apoyo.	38
Figura 2.13 a) Componentes del LRD, b) Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo.	39
Figura 2.14 a) Componentes del LRB b) Gráfico fuerza de corte vs deformación lateral para un ciclo.	40
Figura 2.15 a) Componentes del HDR b) Gráfico fuerza de corte vs deformación lateral.	41
Figura 2.16 Aislador friccional.	42
Figura 2.17 Componente del FPS	43
Figura 2.18 Diferentes perspectivas de la ubicación del aislador tipo FPS	45
Figura 2.19 Mecanismo del FPS	46
Figura 2.20 Componentes del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura	47
Figura 2.21 Dimensiones para el análisis del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura.	48
Figura 2.22 Respuesta de estructuras aisladas en suelo firme y suelo suave	49
Figura 3.1 Cuerpo rígido y Aisladores	51
Figura 3.2 Esquema de un sistema con aislación basal de dos grados de libertad	52
Figura 3.3 Sistema idealizado como masa rígida y resorte con amortiguador.	52
Figura 4.1 Modelo bilineal de una unidad de aislamiento.	58
Figura 4.2 Zona de superposición entre la zona fija y la zona desplazada una distancia X_H del aislador.	61
Figura 4.3 Nomenclatura para el área reducida	74
Figura 4.4 Cambio de las resultantes de las líneas de acción de la carga vertical y límite de cambio	76

Figura 5.1 Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento	98
Figura 5.2 Conexión flexible, que se debe utilizar para los servicios en los edificios aislados.	101
Figura 5.3 Junta sísmica cubierta de un edificio aislado.	102
Figura 5.4 Conexiones de un aislador deslizante en contrucción.	105
Figura 5.5 Acceso libre al sistema de aislamiento para inspección	106
Figura 6.1 Ubicación satelital de la Clínica de Especialidades Médicas.	107
Figura 6.2 Área del proyecto Clínica de Especialidades Médicas.	107
Figura 6.3 Estado actual de la Clínica de Especialidades Médicas.	108
Figura 6.4 Planta estructural típica del primer al quinto piso.	113
Figura 6.5 Planta estructural del sótano 1.	113
Figura 6.6 Representación tridimensional del sistema de aislación, amarillo subestructura, rojo aislador, verde capitel, columnas y vigas de conexión.	116
Figura 6.7 Representación tridimensional del modelo de base fija, vista frontal y lateral derecha de la estructura.	117
Figura 6.8 Representación tridimensional del modelo de base fija, vista posterior y lateral izquierda de la estructura.	118
Figura 6.9 Pantalla de ingreso de propiedades de un aislador con núcleo de plomo	119
Figura 6.10 Pantalla de ingreso de propiedades en la dirección vertical (U1).	120
Figura 6.11 Pantalla de ingreso de propiedades en las direcciones laterales (U2 y U3).	120
Figura 6.12 Elevación del sistema de aislamiento.	121
Figura 6.13 Plata de aislamiento superior (capiteles y vigas de aislamiento superior).	121
Figura 6.14 Planta de aislamiento inferior (capiteles, vigas de aislamiento inferior); además de los muros de sótano.	122
Figura 6.15 Pseudo-aceleración espectral.	124
Figura 6.16 Esquema de distribución de aisladores y deslizadores.	131
Figura 6.17 Loop Histerético para aisladores.	133
Figura 6.18 Comportamiento dinámico del deslizador debido a cargas cíclicas.	136
Figura 6.19 Esquema de distribución de elementos, centro de masa y centro de rigidez calculados con el sismo de diseño.	142
Figura 6.20 Esquema de distribución de elementos, centro de masa y centro de rigidez calculados con el sismo de diseño.	143
Figura 6.21 Pseudo-aceleración espectral para el sismo de diseño.	144
Figura 6.22 Fuerzas en el aislador deformado.	149
Figura 6.23 Fuerzas en una columna equivalente.	150
Figura 6.24 Momentos debido a la fuerza cortante horizontal y $P\Delta$.	151
Figura 6.25 Casos de carga que tiene el modelo con sismo de diseño.	155
Figura 6.26 Momentos ingresados en la parte superior (arriba del aislador).	155
Figura 6.27 Momentos ingresados en la parte inferior (debajo del aislador).	156
Figura 6.28 Detalle en elevación del aislador elastomérico con núcleo de plomo y su respectivo anclaje	157
Figura 6.29 Corte en la plancha de acero.	158
Figura 6.30 Corte en el capitel, se muestra estribo que se le coloca a los pernos de anclaje.	158
Figura 6.31 Desplazamiento en X del sistema de aislamiento por Sismo Máximo.	160
Figura 6.32 Desplazamiento en Y del sistema de aislamiento por Sismo Máximo.	161
Figura 6.33 Ubicación de paño de losa en análisis.	163
Figura 6.34 Cortante máximo del paño en V13.	164
Figura 6.35 Cortante máximo del paño en V23.	165

Figura 6.36 a) Momento positivo máximo del paño en M11 b) Momento negativo máximo del paño en M11.	166
Figura 6.37 a) Momento positivo máximo del paño en M22 b) Momento negativo máximo del paño en M22.	166
Figura 6.38 Ubicación de viga en análisis.	167
Figura 6.39 Envolvente de momentos flectores de las vigas del Eje B (Eje 2 a Eje 6) VT-02.	168
Figura 6.40 Envolvente de momentos flectores de las vigas del Eje B (Eje 5 a Eje 9) VT-02.	168
Figura 6.41 Esquema para distribuir el acero según Norma E 060-2009.	170
Figura 6.42 Envolvente de fuerza cortante para la viga del Eje B (Eje 2 a Eje 4), VT1-02.	172
Figura 6.43 Fuerza cortante de diseño en vigas (sistema resistente de muros estructurales o Dual I).	173
Figura 6.44 diseño final de la viga del eje B, del primer piso (VT1-02).	176
Figura 6.45 Ubicación de la columna en análisis.	176
Figura 6.46 a) Distribución de acero en la columna b) Características geométricas de la columna y resistencia del concreto.	178
Figura 6.47 Diagrama de interacción nominal y última M3-3, y cargas ultimas de la columna (Sismo en X).	178
Figura 6.48 Diagrama de interacción nominal y última M2-2, y cargas ultimas de la columna (Sismo en Y).	179
Figura 6.49 Diseño final de columna C-06 en el primer piso.	185
Figura 6.50 Ubicación de los momentos para el diseño de viga de aislamiento y capitel.	185
Figura 6.51 Detalle de armadura de capitel (con aislador).	186
Figura 6.52 Corte 1 en el capitel, muestra el acero en planta y el acero horizontal de las caras laterales.	187
Figura 6.53 Corte 2 en elevación del capitel, muestra el acero horizontal tanto de las caras inferior y superior como el acero vertical en las caras laterales.	187
Figura 6.54 Cargas de muro de sótano.	188
Figura 6.55 Ubicación de muro de sótano en análisis.	189
Figura 6.56 Modelo del muro sótano ubicado en Eje A.	189
Figura 6.57 Junta de entre losa y el muro se sótano en el nivel 0+00.	190
Figura 6.58 Cortante máximo en la dirección vertical V23.	190
Figura 6.59 Momento Negativo máximo en la dirección vertical M22.	191
Figura 6.60 Momento Positivo máximo en la dirección horizontal M11.	191
Figura 6.61 Diseño final del corte 1-1.	192
Figura 6.62 Detalle de escalera que pasa por el nivel de aislamiento.	193
Figura 6.63 Diseño final del tramo 4 de la escalera 3.	193
Figura 6. 64 Forma del cálculo del cortante último en la zapata.	196
Figura 6. 65 Forma del cálculo del cortante último en la zapata por punzonamiento.	197
Figura 6.66 Diseño final de zapata	199
Figura 6.67 Zapata combinada que se va a diseñar	199
Figura 6.68 Esquema de zapata combinada	200
Figura 6.69 Cortante último de la zapata analizándola como una viga de 1 m de ancho.	203
Figura 6.70 Cortante último a “d” de la cara de la columna.	203
Figura 6.71 Momento último de la zapata analizándola como una viga de 1 m de ancho.	204
Figura 6.72 Momento último en la cara de la columna.	204
Figura 6.73 Dimensiones para el cálculo en la dirección transversal.	205
Figura 6.74 Diseño final de zapata combinada.	206



Figura 6.75 Esquema de una zapata conectada.	206
Figura 6.76 Zapata conectada a diseñar.	207
Figura 6.77 Análisis de la zapata conectada.	208
Figura 6.78 Momentos flectores últimos en la viga de cimentación.	210
Figura 6.79 Cortante último en la viga de cimentación	211
Figura 6.80 Diseño final de la zapata conectada.	211
Figura 6.81 Diseño final de la viga de cimentación.	211
Figura 7.1 Respuesta en altura en la dirección X de los desplazamientos máximos por nivel para la estructura convencional y aislada.	215
Figura 7.2 Respuesta en altura en la dirección Y de los desplazamientos máximos por nivel para la estructura convencional y aislada.	216
Figura 7.3 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija en la dirección X, sin considerar el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado.	220
Figura 7.4 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija en la dirección Y, sin considerar el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado.	221
Figura 7.5 Deriva del edificio con base fija y edificio aislado en la dirección X.	222
Figura 7.6 Deriva del Edificio con base fija y edificio aislado en la dirección Y.	223
Figura 7.7 Aceleración absoluta por piso en la dirección X, para la estructura convencional y aislada.	224
Figura 7.8 Aceleración absoluta por piso en la dirección X, para la estructura convencional y aislada.	225
Figura 7.9 Cortante por piso en la dirección X, para la estructura convencional y aislada.	227
Figura 7.10 Cortante por piso en la dirección Y, para la estructura convencional y aislada.	228

INDICE DE TABLAS

Tabla 5.1 Criterios mínimos para el análisis dinámico.	80
Tabla 5.2 Factores β_D y β_M que dependen del amortiguamiento.	87
Tabla 5.3 Valores mínimos de fuerzas y desplazamientos al usar un análisis dinámico	89
Tabla 6.1 Valores de la Pseudo-aceleración espectral.	124
Tabla 6.2 Periodos y masa participante.	125
Tabla 6.3 Desplazamiento laterales obtenidos en la dirección X.	126
Tabla 6.4 Desplazamiento laterales obtenidos en la dirección Y.	126
Tabla 6.5 Calculo de la fuerza cortante en la base.	127
Tabla 6.6 Fuerzas cortantes producidas por la aceleración en X en cada piso.	127
Tabla 6.7 Fuerzas cortantes producidas por la aceleración en Y en cada piso.	127
Tabla 6.8 Fuerza cortante mínima y factor de escala en cada dirección de análisis.	128
Tabla 6.9 Centro de masas del sistema de aislamiento.	139
Tabla 6.10 Centro de rigidez del sistema de aislamiento con el sismo de diseño.	140
Tabla 6.11 Propiedades dinámicas finales de los aisladores y deslizadores.	143
Tabla 6.12 Valores de la Pseudo-aceleración espectral para el sismo de diseño.	144
Tabla 6.13 Periodos y masa participante obtenidos con el sismo de diseño (DBE).	145
Tabla 6.14 Desplazamientos laterales en la dirección X (estructura aislada).	146
Tabla 6.15 Desplazamientos laterales en la dirección Y (estructura aislada).	147
Tabla 6.16 Fuerzas cortantes por piso en X, producido por el sismo de diseño (superior e inferior).	148
Tabla 6.17 Fuerzas cortantes por piso en Y, producido por el sismo de diseño (superior e inferior).	148
Tabla 6.18 Fuerza cortante mínima y factor de escala para sismo de diseño inferior $R=1$.	149
Tabla 6.19 Fuerza cortante mínimo y factor de escala para sismo de diseño superior $R=2$.	149
Tabla 6.20 Fuerza axial y cortante para el calcular los momentos de flexión.	152
Tabla 6.21 Momentos para la parte superior al aislador, $\Delta=0.172$ m y $H1=0.70$ m.	153
Tabla 6.22 Momentos para la parte inferior al aislador, $\Delta=0.172$ m y $H2=0.60$ m.	154
Tabla 6.23 Periodos y masa participante obtenidos con el sismo máximo esperado (MCE).	159
Tabla 6.24 Verificación de la ausencia de tracción en los aisladores.	161
Tabla 6.25 Bastones del paño de losa comprendido entre los ejes 2 y 3, B y C.	166
Tabla 6.26 Acero requerido por flexión a lo largo de la viga del primer piso del eje B, VT-02.	169
Tabla 6.27 Acero corrido y bastones para las secciones críticas de la viga del primer piso del Eje B, VT-02.	170
Tabla 6.28 Espaciamiento de estribos de acuerdo a la envolvente de fuerzas cortantes.	172
Tabla 6.29 Calculo de V_u a "d" y a $2h$, numeral 21.4.3 de la Norma E 060-2009.	174
Tabla 6.30 Espaciamiento de estribos con el nuevo V_u calculado.	174
Tabla 6.31 Cargas a las que está sometida la columna en análisis.	177
Tabla 6.32 Cargas últimas a las que está sometida la columna en análisis.	177
Tabla 6.33 Diseño por corte en la dirección X de la columna en análisis.	180
Tabla 6.34 Diseño por corte en la dirección Y de la columna en análisis.	180
Tabla 6.35 Análisis de esbeltez en la dirección X.	181
Tabla 6.36 Análisis de esbeltez en la dirección Y.	182
Tabla 6.37 Análisis del momento magnificado en la dirección X.	183
Tabla 6.38 Análisis del momento magnificado en la dirección Y.	183



Tabla 6.39 Análisis de esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral.	184
Tabla 6.40 Cargas que llegan a la zapata en análisis.	194
Tabla 6.41 Calculo del área dela zapata.	195
Tabla 6.42 Cargas ultimas para diseño.	195
Tabla 6.43 Cargas de la columna C-08.	200
Tabla 6.44 Cargas de la columna C-09.	200
Tabla 6.45 Calculo del área dela zapata.	201
Tabla 6.46 Dimensiones de Zapata Combinada CM+CV.	201
Tabla 6.47 Dimensiones de Zapata Combinada CM+CV+CS.	201
Tabla 6.48 Cargas últimas para diseño de la Zapata Combinada.	202
Tabla 6.49 Presiones para el diseño de la zapata combinada.	202
Tabla 6.50 Calculo del cortante último por punzonamiento.	203
Tabla 6.51 Calculo del cortante resistente por punzonamiento.	204
Tabla 6.52 Cargas que llegan a la zapata interior.	207
Tabla 6.53 Cargas que llegan a la zapata excéntrica	207
Tabla 6.54 Cálculo del área dela zapata.	208
Tabla 6.55 Cargas últimas para diseño de las Zapatas (incluye efecto de excentricidad).	208
Tabla 6.55 Cargas últimas para diseño de la Viga de Cimentación (Solo las cargas que llegan hasta la columna).	210
Tabla 7.1 Valores de los desplazamientos máximos por nivel en la Dirección X para la estructura convencional y aislada.	215
Tabla 7.2 Valores de los desplazamientos máximos por nivel en la Dirección Y para la estructura convencional y aislada.	216
Tabla 7.3 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija en la dirección X, sin considerar el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado.	220
Tabla 7.4 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija en la dirección Y, sin considerar el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado.	220
Tabla 7.5 Valores Derivas en la dirección X del edificio con base fija y aislada, y porcentaje de reducción con respecto a la estructura convencional.	221
Tabla 7.6 Valores Derivas en la dirección Y del edificio con base fija y aislada, y porcentaje de reducción con respecto a la estructura convencional.	222
Tabla 7.7 Aceleraciones absolutas por piso en la dirección X, de la estructura convencional y aislada.	224
Tabla 7.8 Aceleraciones absolutas por piso en la dirección Y, de la estructura convencional y aislada.	225
Tabla 7.9 Cortante por piso en la dirección X, de la estructura convencional y aislada.	226
Tabla 7.10 Cortante por piso en la dirección Y, de la estructura convencional y aislada.	227



RESUMEN

Recientes terremotos han mostrado que los edificios diseñados y construidos de acuerdo a los códigos recientes proveen un buen comportamiento de la estructura; sin embargo se presentan grandes daños en los elementos no estructurales, su costo de reparación de estos daños y el tiempo necesario para implementar estas reparaciones son muy grandes (Oviedo Sarmiento, 2008). Con el fin de mejorar el comportamiento de las estructuras frente a estos desastres se han desarrollado diferentes técnicas de protección sísmica, una de ellas es el aislamiento sísmico, tema tratado en esta tesis.

El uso de aisladores sísmicos busca proteger la estructura y sus contenidos, por ello la importancia de implementarlos en edificaciones esenciales como hospitales, ya que deberían permanecer operativos inmediatamente después de ocurrido un sismo. La aplicación de esta técnica está apenas en sus inicios en el Perú, sin embargo en países como Chile, Japón y Estados Unidos ha sido ampliamente usados; y se demostrado que en grandes terremotos estos dispositivos aumentan el nivel de seguridad y la operatividad de la estructura después de un sismo.

Esta tesis presenta la investigación realizada sobre el uso de aisladores sísmicos en estructuras, enfocada principalmente a aisladores elastoméricos y deslizadores friccionales; el diseño de un hospital utilizando aisladores sísmicos y finalmente una comparación del comportamiento de la estructura aislada y la estructura sin aislar, mostrando una gran disminución de desplazamientos, derivas y aceleraciones.



ABSTRACT

Recent earthquakes have shown that buildings which are designed and constructed according to the latest codes provide good structural response. However extensive damage to nonstructural elements are present, the cost of repairing this damage and the time needed to implement these repairs are bigger (Oviedo Sarmiento, 2008). In order to improve the behavior of structures against these disasters they have developed different techniques of seismic protection, one of them is the seismic isolation technique, topic discussed in this thesis.

The utilization of seismic isolators seeks to protect the structure and its contents, so the importance of implementing them in buildings such as hospitals should remain operational as occurred after an earthquake. The application of this technique is still in its infancy in Peru, however in countries like Chile, Japan and the United States has been widely used; and it was shown that large earthquakes these devices increase the level of safety and operability of the structure after an earthquake.

This thesis presents the research on the utilization of seismic isolators in structures, focused mainly on type elastomeric isolators. The design of a hospital using seismic isolators and finally a comparison of the behavior of isolated structure and uninsulated structure showing a large decrease in displacement, drifts and accelerations.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos han perjudicado siempre y que inevitablemente se seguirán presentando en el futuro. El Perú está ubicado en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo debido a que integra el Círculo de Fuego del Océano Pacífico, la cual es una zona de alto riesgo sísmico por el mecanismo de subducción de las placas de Nazca y Sudamericana (Tavera y Bernal, 2012). Estas placas ocasionan una falla de subducción entre sí, que almacena y posteriormente libera energía del interior de la tierra a manera de ondas, dando como resultado los movimientos sísmicos.

Este fenómeno es inevitable y recurrente, diversos geólogos han advertido que la costa peruana en general viene mostrando desde hace varias décadas un silencio sísmico, esto involucra que haya más probabilidad de que ocurran sismos de gran intensidad debido a que se ha estado almacenando gran cantidad de energía por largos periodos de tiempo.

Hay que tener claro que los efectos adversos generados por los terremotos no son directas del mecanismo del sismo, sino de las fallas de estructuras construidas por el ser humano; por lo que aunque los sismos son inevitables, está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables. El objetivo de la ingeniería sismorresistente es la protección de la vida, y su evolución sólo puede tender a la mejora del comportamiento sísmico de las edificaciones, para así reducir el riesgo de colapso.

Por otro lado, se debe asegurar el funcionamiento de aquellas edificaciones vitales en caso de una emergencia, como los hospitales; que no deberían verse afectados y, deberían continuar operativas después de la ocurrencia de un sismo incluso de gran intensidad. Se tiene que recordar que, los hospitales, las instalaciones médicas y los servicios de salud representan un recurso vital para las comunidades; y su operatividad en tiempos de crisis es especialmente crucial.

El enfoque tradicional es el diseño de estructuras con capacidad suficiente para resistir cargas y con la capacidad de deformarse de manera dúctil. Las estructuras diseñadas usando este enfoque tienen capacidades limitadas de resistencia de carga y disipación de energía. Tales estructuras confían totalmente en su propia rigidez para resistir la fuerza que generan los terremotos, y en el pequeño factor de amortiguamiento de sus materiales para

disipar la energía dinámica. Éste tipo de estructuras se consideran como pasivos ya que no pueden adaptarse a las inciertas excitaciones de un terremoto. Para soportar una excitación más fuerte, se requiere un aumento de la resistencia de la estructura y la ductilidad, pero los materiales con alta resistencia y ductilidad son generalmente costosos. El incremento de la fuerza resistente mediante el aumento de las secciones transversales de los miembros que constituyen la estructura realmente atrae más fuerza; la posterior demanda que se requiere para estos miembros es aún mayor. Esto puede resultar en un diseño en espiral infructuosa. Además, no hay manera de mejorar la amortiguación de materiales de construcción comunes, tal como concreto o acero o acero reforzado.

1.2. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En la actualidad la implementación del concepto de protección sísmica en nuestro país es incipiente, no solo porque son pocas las investigaciones hechas, sino porque para los inversionistas se cree que sólo involucra un aumento de costos en la estructura. Muestra de ello es que solo hay 7 edificios aislados, a pesar de que esta tecnología ha sido utilizada por primera vez a finales de la década de los 60' y se extendió a diversos países en la década de los 80'. El uso de protección sísmica para edificios esenciales como hospitales y clínicas por medio del aislamiento de base es un requisito planteado por el proyecto de norma sismorresistente E-030 (SENCICO, 2014). Aunque hasta el momento existen una gran cantidad de proyectos de hospitales aislados sísmicamente, ninguno ha sido construido.

El uso de aisladores elastoméricos en nuestro país es limitado, por lo que resulta necesario entender el funcionamiento de estos sistemas para su implementación.

1.3. JUSTIFICACIÓN

La ineficacia de los diseños sismo-resistentes tradicionales condujo a la aplicación de tecnología innovadora, en las últimas décadas hemos tenido un gran desarrollo científico y tecnológico en los diferentes campos del conocimiento, una de las novedades son las Técnicas Modernas de Protección Sísmica, dentro de las cuales se encuentra la Aislación Sísmica de los Edificios. El concepto de aislación sísmica ha comenzado a ser considerado seriamente como una alternativa en el diseño sismorresistente de estructuras, especialmente en aquellos casos en que se busca un mejor desempeño sísmico para las estructuras y sus contenidos. Edificios equipados con sistemas de aislamiento sísmico en la base han sido probados en grandes terremotos destructivos ocurridos en años recientes, tales como

Northridge (Los Angeles, 1994), Kobe (Kobe, 1995), Maule (Chile, 2010), Canterbury (España, 2010) y Tohoku (Japon, 2011). En todos los casos el comportamiento ha sido excelente, avalando las bondades de esta alternativa al aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las personas y la operatividad de la estructura después de un sismo, en otras palabras protección a la vida y reducción del daño.

Según la Organización Mundial de la Salud, un hospital seguro no se desplomará durante un desastre, porque de lo contrario cobraría la vida de los pacientes y del personal; debe continuar funcionando y suministrando sus servicios esenciales cuando más se necesitan, ya que es una instalación de suma importancia para la comunidad.

Una pérdida de la eficiencia de un hospital al momento de un desastre, debido a la interrupción de los servicios de las redes hospitalarias, tales como los laboratorios o los bancos de sangre involucran un incremento en los costos para brindar servicios de salud de emergencia y de albergue; daño a largo plazo a la salud pública, al bienestar y a la productividad, un revés al desarrollo económico nacional en general y a la confianza comercial.

Los daños a los elementos no estructurales pueden superar el costo de la propia estructura. Aún los daños menos costosos pueden obligar a un hospital a suspender sus operaciones y funciones. Los elementos no estructurales son aquellos que permiten que la instalación funcione. Dentro de estos elementos se incluyen los calentadores de agua o los tanques de almacenamiento, equipo mecánico, estantería y armarios, al igual que los servicios básicos. En el caso de los hospitales, los componentes no estructurales abarcan casi el 80 por ciento de los costos totales. Se ha calculado que la incorporación de medidas de mitigación en el diseño y en la construcción de un hospital nuevo representará menos del 4 por ciento de la inversión total inicial (Naciones Unidas, 2008).

Esta investigación es un aporte para el sector público y privado en todos sus niveles (desde inversionistas hasta de las personas que son los usuarios finales de los hospitales y/o clínicas) ya que se busca desarrollar el análisis y diseño de un hospital con la aplicación de aisladores sísmicos elastoméricos y conseguir un nivel de desempeño “completamente operativo”, con el cual las edificaciones esenciales tales como los hospitales, continúan funcionando de manera ininterrumpida luego de ser sometidas a la acción de un sismo severo (SEAOC, 1995). Además se busca proponer una metodología para el análisis y diseño



estructural de edificaciones como clínicas y hospitales usando aisladores sísmicos elastoméricos.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

El objetivo general de esta tesis es investigar el uso aplicativo de aisladores sísmicos elastoméricos en edificaciones y diseñar la estructura de un hospital usando este sistema de protección sísmica; además presentar una metodología para su uso en hospitales y clínicas.

1.4.2. Objetivos específicos

- Elaborar una investigación bibliográfica comprensiva del comportamiento de las estructuras aisladas y consideraciones en el uso de aisladores sísmicos elastoméricos.
- Mostrar y analizar los requisitos mínimos establecidos en la norma americana ASCE 7-10 y el nuevo proyecto de norma E-030 (SENCICO, 2014) para el análisis de edificios aislados sísmicamente.
- Diseñar un hospital con el sistema de aisladores sísmicos elastoméricos, considerando las condiciones que el nuevo proyecto de norma E 030 (SENCICO, 2014) se establecen.
- Hacer un análisis comparativo entre las respuestas de los modelos en etabs, de desplazamientos y fuerzas entre un hospital aislado y otro sin ninguna protección sísmica para demostrar su efectividad para reducir las derivas y el daño.
- Presentar argumentos determinantes de la importancia de la aislación sísmica en edificaciones importantes como hospitales y/o clínicas.

1.5. METODOLOGÍA

Este proyecto de tesis se basará en el tipo exploratoria y descriptivo, ya que investigará en la bibliografía necesaria el uso de aisladores elastoméricos en edificaciones y luego se realizará una exposición narrativa, numérica y/o gráfica lo más detallada posible de la aplicación de este sistema en un hospital.



1.6. CONCEPTOS PREVIOS

1.6.1. Sismología

La sismología es la ciencia que estudia las causas que producen los terremotos, el mecanismo por el cual se producen y propagan las ondas y la predicción del fenómeno sísmico (Izaguirre Corona, 2007).

Desde el punto de vista de la ingeniería, lo más importante es la definición y cálculo de las acciones que el movimiento sísmico aporta a la estructura.

1.6.2. Estructura interna de la tierra

Tarcuck & Lutgens, (1999) dice que la tierra está formada por tres capas concéntricas: corteza, manto y núcleo, con propiedades físicas distintas. Estas capas han podido ser detectadas y definidas, a partir del estudio de los registros del movimiento de su superficie, y más concretamente por los estudios de los terremotos. En la Figura 1.1 se muestran las principales capas que componen la tierra que son:

- **Núcleo**, es la capa que está en el interior de la Tierra, compuesta fundamentalmente de hierro, con cantidades menores de níquel, sulfuros y silicio. Tiene un radio de 3470 Km., está constituido por núcleo interior (1) y núcleo exterior (2).
- **Manto**, es una capa rocosa y sólida, constituye más del 82% del volumen de la Tierra con un grosor aproximado de 2900 km. Está dividido en manto inferior (3), manto superior (4), y zona de transición (5).
- **Corteza o litosfera**, es la capa exterior de la Tierra que se caracteriza por tener un grosor muy delgado con relación al radio terrestre (6370 km). Esta capa es de espesor variable, que en algunos casos puede ser de 60 km., en los continentes las formaciones son graníticas, y basálticas en los fondos oceánicos. La corteza es rígida y anisotropía.

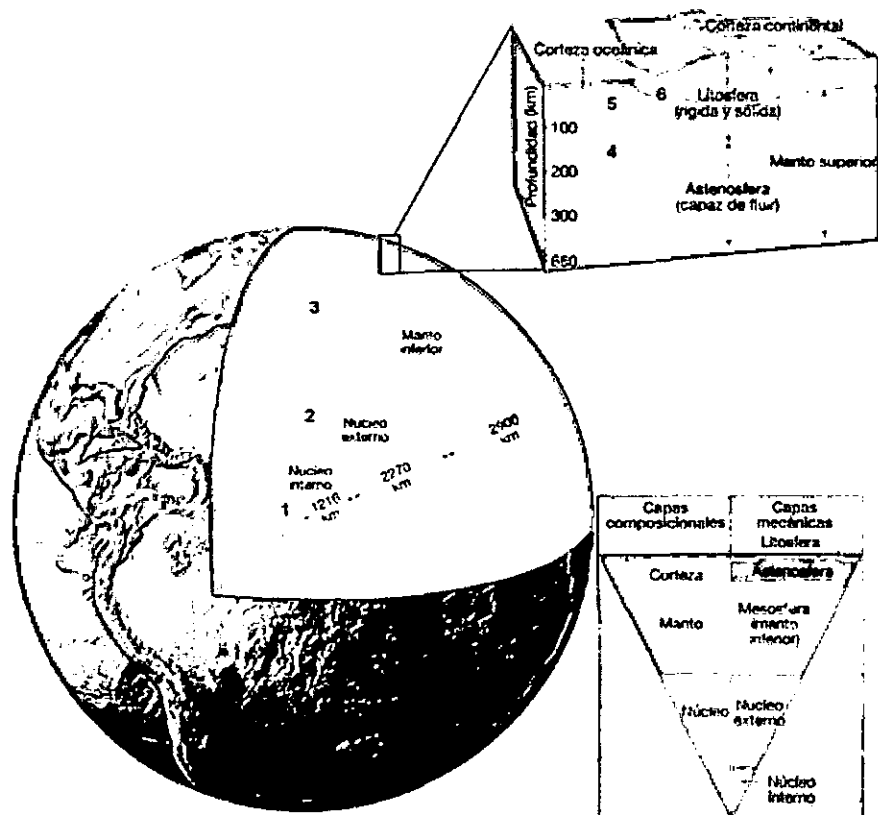


Figura 1.1 Estructura interna de la tierra.

Fuente: Tarbuck & Lutgens, (1999).

La zona que separa la corteza del manto es conocida con el nombre de discontinuidad de Mohorovicic, conocida comúnmente con el nombre de Moho. En la Figura 1.2 se muestra esta discontinuidad.

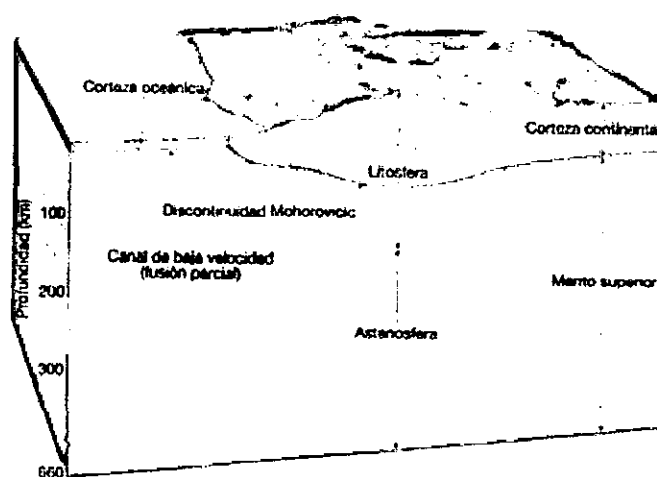


Figura 1.2 Corteza y discontinuidad del Moho.

Fuente: Tarbuck y Lutgens, (1999).

1.6.3. Tectónicas de placas

1.6.3.1. Teoría de la tectónica de placas

Es la teoría que explica el movimiento de las placas que conforman la litósfera, debido a fuerzas provenientes del interior de la tierra. Estas placas están en continuo movimiento, cambiando de forma y tamaño, como resultado de la distribución desigual del calor en el interior de la Tierra.

Alfred Wegner en el año de 1912, planteo que las doce grandes zonas de la corteza terrestre denominadas placas tectónicas, están en continua modificación, y que los continentes se han formado a partir de uno único llamado Pangea. Los movimientos de deriva son los que han dado lugar a la formación de los actuales continentes a partir del Pangea (Izaguirre Corona, 2007).

Debido a los gradientes de temperatura en el interior de la tierra se generan corrientes de convección en el manto. Estas corrientes arrastran consigo grandes porciones de la litosfera denominadas placas tectónicas, con una velocidad de 1 y 6 cm. por año. Debido a este movimiento, las placas están en permanente interacción en sus bordes, lo que constituye la causa de casi la totalidad de los terremotos en el planeta (Muñoz Pelaez, 2010).

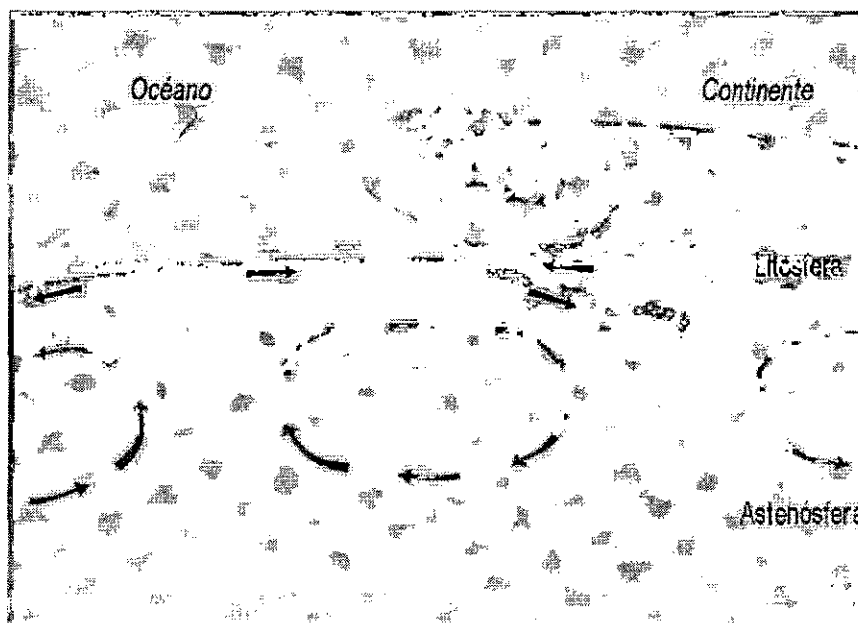


Figura 1.3 Corrientes de convección en el manto e interacción de bordes de placas tectónicas.
Fuente: Muñoz Pelaez, (2010)

La Figura 1.4 muestra las principales placas tectónicas. Las de mayor dimensión son 6: Pacífico, América, Euroasiática, Australia-India, África y Antártida. Existen, además, otras placas de menor dimensión como la de Nazca y la de Cocos y también porciones aún más pequeñas denominadas subplacas (Muñoz Pelaez, 2010).

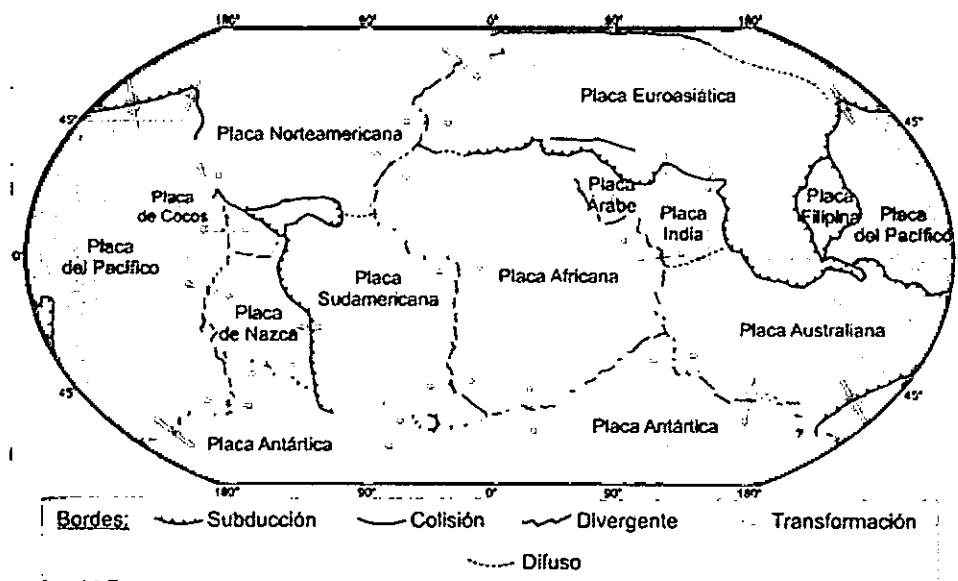


Figura 1.4 Placas que conforman la litosfera.

Fuente: Muñoz Pelaez, (2010).

El movimiento relativo entre las placas, puede ser de convergente (subducción o colisión), divergente (extensión) o de deslizamiento (transformación). En este proceso, las placas interactúan entre sí, deformando las rocas en sus bordes.

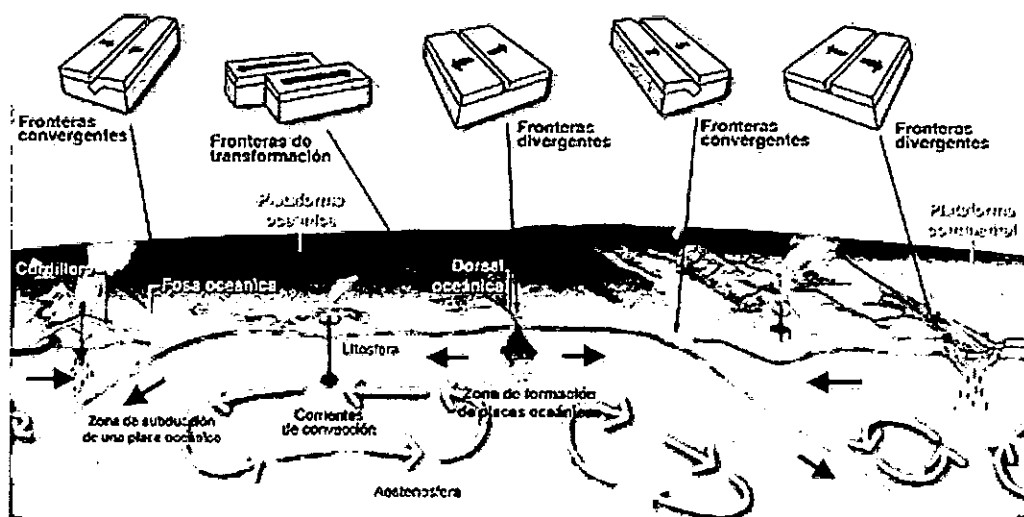


Figura 1.5 Bordes entre placas de acuerdo al movimiento que producen.

Fuente: Grupo Portal Ciencia, (2005)

1.6.3.2. Terremotos y zonas sísmicas

Según Izaguirre Corona (2007) los terremotos pueden definirse como movimientos caóticos de la corteza terrestres, caracterizados por la dependencia en un tipo de amplitudes y frecuencias. Un terremoto se produce debido a un choque producido a una cierta profundidad bajo la superficie terrestre en un determinado punto llamado foco o hipocentro (Figura 1.6). La proyección del foco en la superficie se denomina epicentro. La Figura 1.7 muestra la distribución de hipocentros en América del sur.

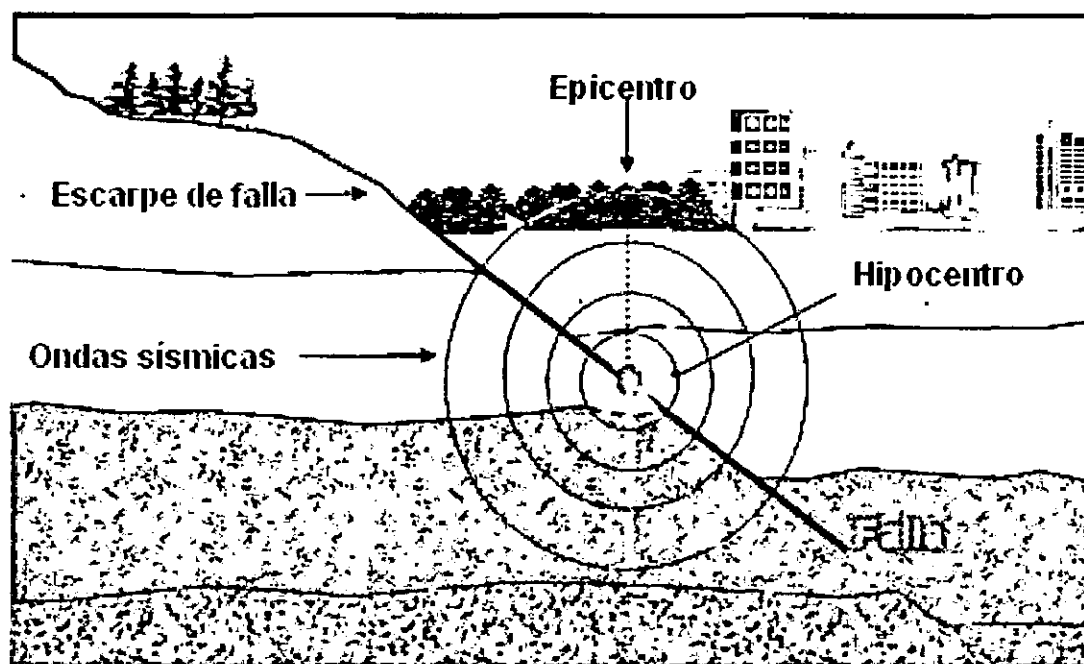


Figura 1.6 Foco, epicentro y ondas de un terremoto.

Fuente: El Mundo, (2012)

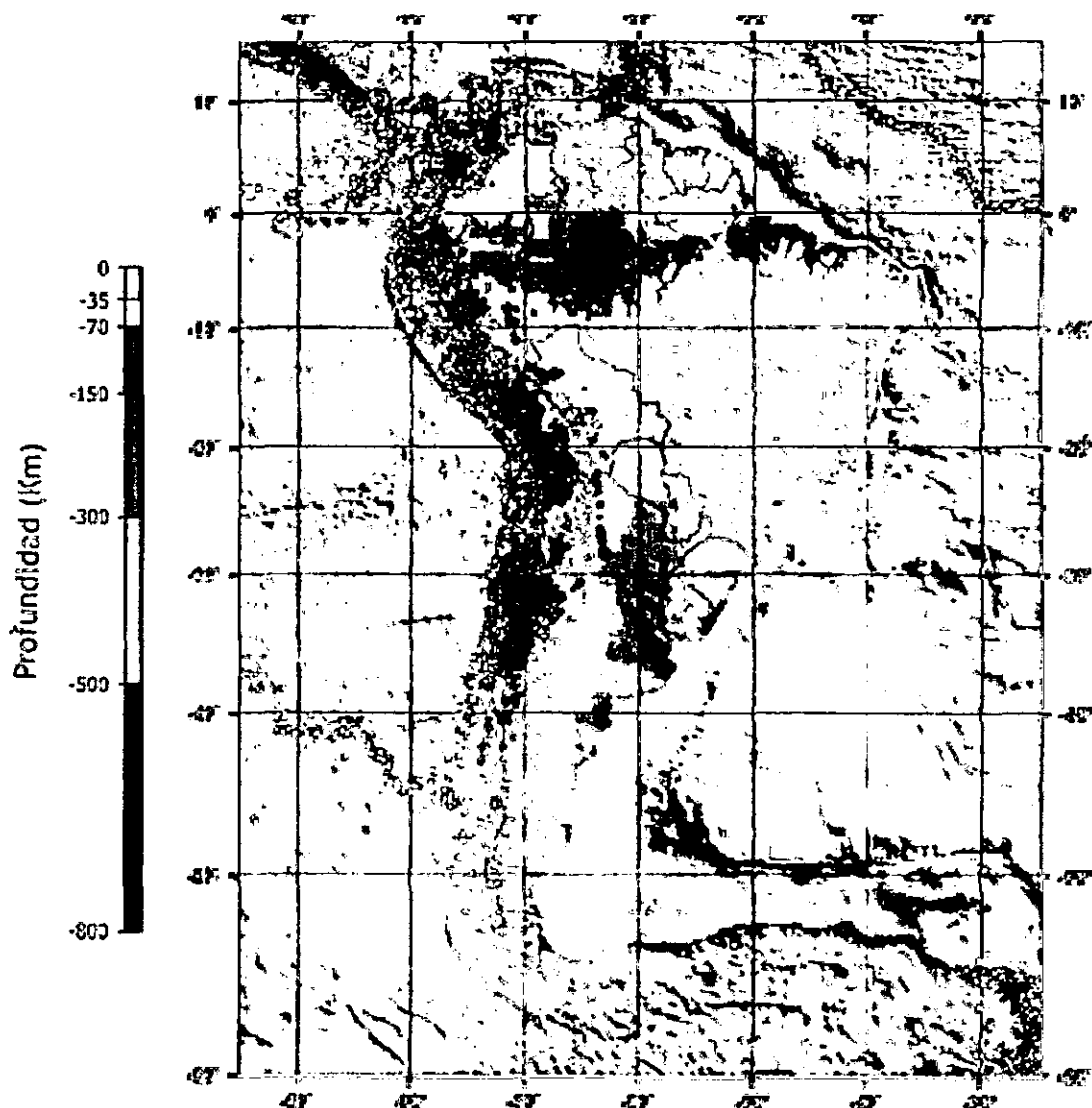


Figura 1.7 Distribución de hipocentro en América del Sur.

Fuente: Muñoz Pelaez, (2010).

Las regiones sísmicas del mundo son: el cinturón de Circunpacifico, el cinturón Transasiático (Himalaya, Irán, Turquía, Mar Mediterráneo, Sur de España) y el cinturón situado en el centro del Océano atlántico (Muñoz Pelaez, 2010).

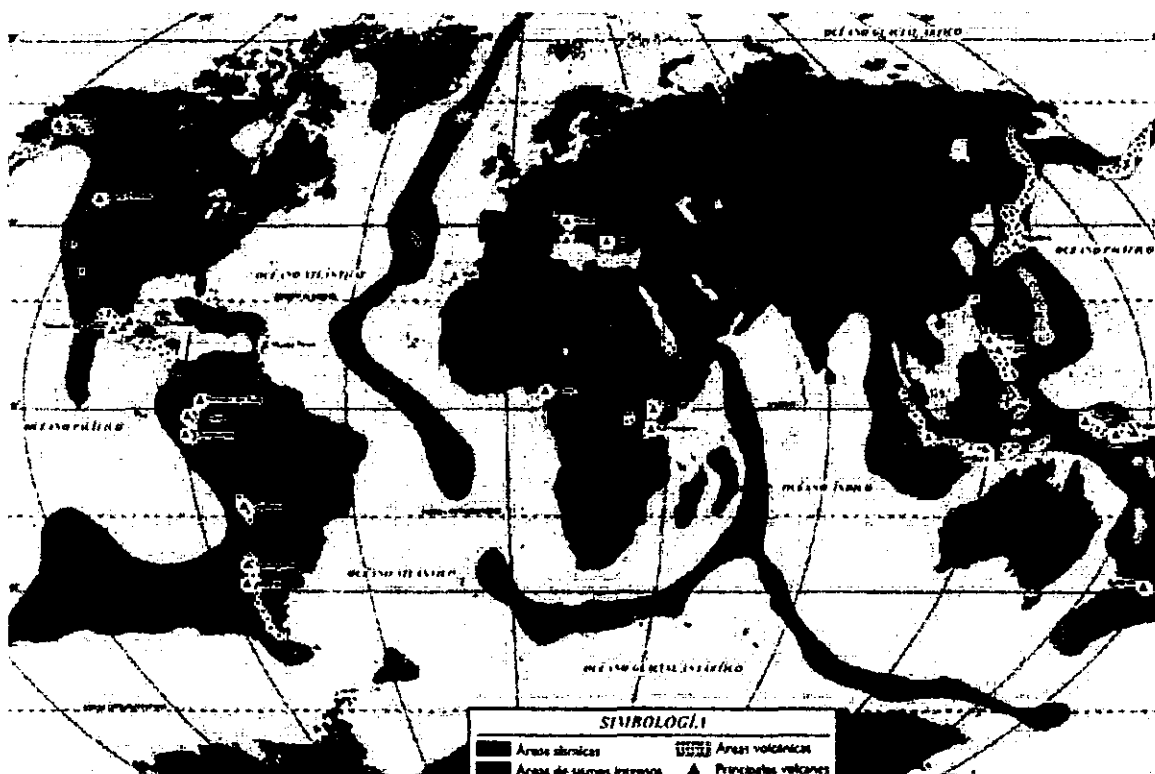


Figura 1.8 Zonas sísmicas y volcánicas.

Fuente: *(Mapas and Maps)*

Scheidegger distingue las siguientes clases de terremotos (Izaguirre Corona, 2007):

- **Terremotos de colapso**, son terremotos de baja intensidad originados en cavidades subterráneas, y debido al colapso de las mismas.
- **Terremotos de origen volcánico**, las erupciones volcánicas y los terremotos tienen el mismo origen, pero además la explosión de gases en las erupciones volcánicas pueden originar terremotos en general son de baja intensidad y afectan a pequeñas superficies.
- **Terremotos tectónicos**, son los de mayor intensidad y frecuencia, están originados por la rotura violenta de las masas rocosas a lo largo de las fallas o superficie de rotura.
- **Terremotos causados por explosiones**, el hombre produce explosiones que a veces se pueden detectar a distancias considerables (pruebas nucleares), originando sacudidas sísmicas que pueden afectar a las estructuras de algunos edificios.

1.6.4. Ondas Sísmicas

Izaguirre Corona (2007) expresa que los terremotos se producen por la liberación brusca de energía de deformación acumulada en las placas tectónicas por la interacción entre ellas. Los sismos producen ondas de varios tipos que se propagan a partir del foco en todas las direcciones.

Las ondas sísmicas suelen ser más intensas en las zonas cercanas al epicentro; sin embargo, su intensidad de propagación dependerá de las condiciones del suelo. Por ejemplo, el sismo de México de 1985, afectó mayormente al distrito federal ubicado a unos 400 km del epicentro.

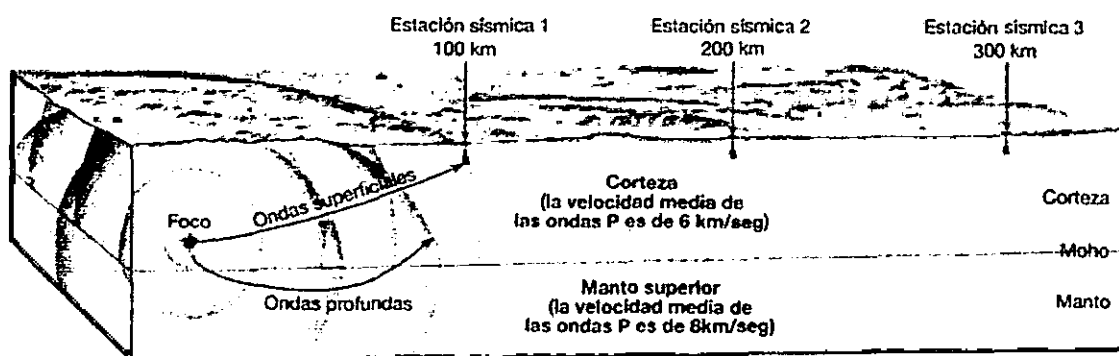


Figura 1.9 Tipos de ondas sísmicas.
Fuente: Tarbuck & Lutgens, (1999).

En la Figura 1.9 podemos observar los tres tipos de ondas sísmicas que existen:

1. **Ondas másicas**, se propagan a través de la masa de la tierra. Pueden ser divididas en Ondas Primarias (P) y Ondas Secundarias (S), Figura 1.10.

- **Las Ondas Primarias** hacen que las partículas se muevan en la misma dirección de su propagación, causando a su paso compresión y dilatación en el material. Estas ondas son las más veloces, por lo que alcanzan primero la superficie. Debido al movimiento que producen, pueden viajar tanto en la roca como en el magma o los océanos. Cuando alcanzan la superficie, parte de ellas pueden convertirse en ondas de aire audibles. Figura 1.10 a
- **Las Ondas Secundarias** hacen vibrar a la roca en dirección perpendicular a la de su propagación y tienen una velocidad menor que las ondas P, pero mayor que las ondas de superficie. Debido a las deformaciones angulares que producen, no pueden propagarse en los océanos. Figura 1.10 b.

2. **Ondas de superficie**, se propagan únicamente en la corteza terrestre.

- **Ondas Love**, mueven el suelo horizontalmente en dirección perpendicular a la propagación. Son en gran medida las causantes de los daños en las edificaciones. Figura 1.10 c.
- **Ondas Rayleigh**, mueven las partículas en un plano vertical, haciéndolas describir elipses. Estas ondas son las de menor velocidad de propagación. Figura 1.10 d.

3. **Oscilaciones libres**, se producen únicamente mediante terremotos muy fuertes y pueden definirse como vibraciones en la Tierra en su totalidad.

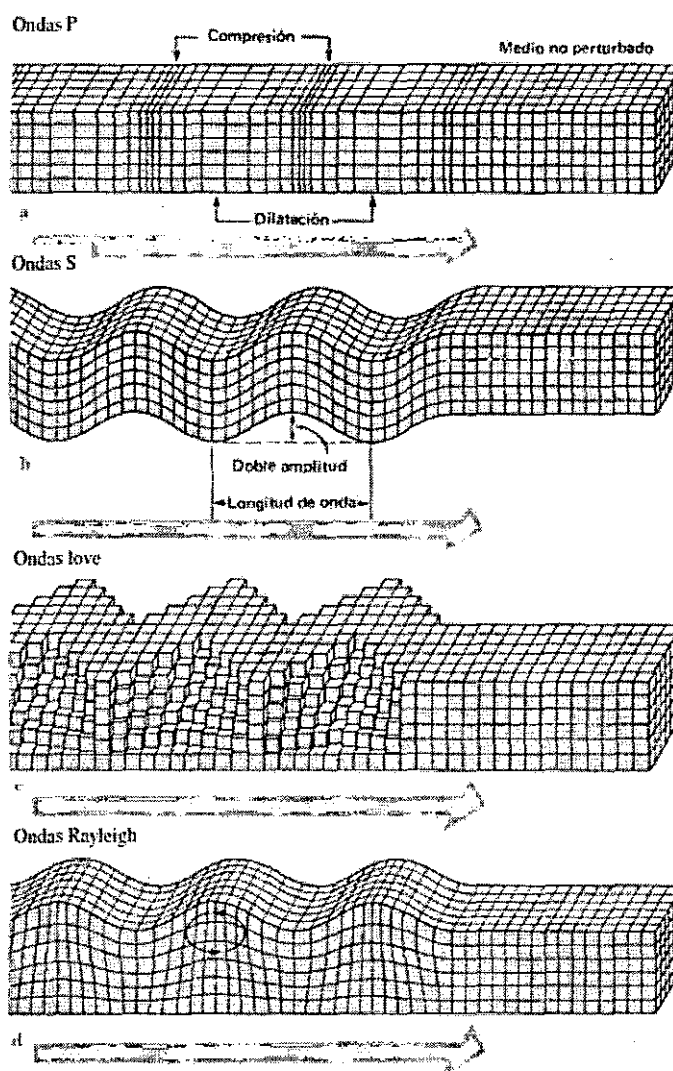


Figura 1.10 Propagación de las ondas másicas, ondas P y S y ondas superficiales.
Fuente: Bolt, (1981).

1.6.5. Ingeniería sísmica

La vulnerabilidad en una estructura es el daño que puede tener considerando sus características estructurales propias (Muñoz Pelaez, 2010). Por tanto, resulta un desafío minimizar su efecto en los edificios para lograr mantenerlos operativos ante la ocurrencia de un sismo severo.

Un gran porcentaje de la población mundial vive en zonas de alto riesgo sísmico, donde los movimientos del terreno son las causantes de pérdidas de humanas y materiales. Por este motivo en los últimos años se han desarrollado diferentes procedimientos de diseño de estructuras orientadas a mitigar sus efectos, siendo el aislamiento de base uno de estos procedimientos (Molinares & Barbat, 1994).

Los registros típicos de aceleración sísmica tienen periodos (0.1s – 1s), pero en la mayoría de los casos los valores máximos espectrales llegan a periodos (0.2s – 0.6s). Consecuentemente las estructuras con periodos (0.1s – 1s) son muy vulnerables a las acciones sísmicas (Molinares & Barbat, 1994). Esto mismo sucede en el diseño sísmico de edificios de mediana a baja altura en el Perú, su frecuencia natural de vibrar se ubica en el rango de frecuencias donde la energía proveída por los sismos es mayor. Esto significa que el edificio actúa como un amplificador de las vibraciones del suelo, haciendo que las aceleraciones de cada piso aumenten hacia arriba, causando grandes esfuerzos en sus elementos estructurales y desplazamientos entre pisos que pueden producir daño en columnas y otros elementos (Nuñez García, 2014).

Las aceleraciones amplificadas en cada piso actúan sobre el contenido y ocupantes de éste, pudiéndoles causar daños severos. Un claro ejemplo es el Conmutador Telefónico del área de Sylmar en California, donde todo el equipo interno fue destruido durante el sismo de San Fernando en 1971, mientras que el daño del edificio fue mínimo (Avilés Salazar, 2001).

El Perú se encuentra en una zona sísmica. Tavera y Bernal (2005) *señalan que toda la costa se encuentra en una laguna sísmica, región en la cual no se han producido sismos de gran magnitud desde el año 1500 aproximadamente*. Además, se encuentra rodeada de zonas donde ya se han producido estos eventos. Todo parece indicar que es inevitable la próxima ocurrencia de un sismo de gran magnitud en el país.

Peña Mora (2007) hace incapié en que el objetivo fundamental del diseño de estructuras frente a acciones sísmicas es el de mantener la respuesta dentro de los límites de seguridad, servicio y confort humano. Dicho objetivo se puede alcanzar aplicando los conceptos básicos del diseño antisísmico convencional, cuales parten de la idea, de que el movimiento del terreno se transmite a la estructura a través de su base fija. En todas las normativas de diseño sísmico del mundo se dan parámetros de diseño tradicional cuyo propósito es disipar una parte de la energía inducida por el terreno, a fin de evitar aceleraciones y corrimientos excesivos en la estructura. Dicha disipación suele conseguirse mediante la plastificación de algunos elementos estructurales que, en el caso de edificios, son la entrega de las vigas a las columnas. Las medidas antisísmicas tradicionales fundamentan el adecuado comportamiento de una estructura en los siguientes principios generales:

- Peso y rigidez de la estructura distribuidos uniformemente y simétricamente.
- Uso de estructuras ligeras y con el centro de gravedad lo más bajo posible.
- Elementos estructurales constituidos por materiales flexibles y de adecuada resistencia, diseñados de tal forma que asegure la máxima disipación de energía.
- Elementos estructurales vinculados entre sí de manera que forme contornos cerrados tanto en planta como en elevación.
- Cimentaciones profundas, apoyadas sobre capas de terrenos firmes.

De esta manera se consigue un incremento de la capacidad de resistencia que permite que la estructura sometida al efecto del movimiento sísmico no presente daños importantes. Sin embargo se presenta los siguientes problemas:

- Las estructuras son más rígidas y de mayor peso en el caso estático y por lo tanto de mayor costo.
- La inseguridad en las cargas, que puede tener otras características de diseño, pudiendo provocar daños importantes e incluso el colapso de la estructura.

Como alternativa al diseño sísmico tradicional, se han desarrollado sistemas de aislamiento de base, el cual consiste en la instalación de mecanismos que desacoplan parcialmente la estructura del terreno, para así disminuir los daños en ella o en su contenido. Este desacoplamiento se realiza colocando entre la base de la estructura y su cimentación aparatos de apoyo que incrementen la flexibilidad del sistema de la estructura-base,



produciendo al mismo tiempo un amortiguamiento apropiado (Molinares & Barbat, 1994). Ello es aún más efectivo cuando la estructura se apoya en suelo duro, pues entonces el sismo presenta mayor energía para las frecuencias altas, con lo cual es más simple aislar mediante la disminución de la frecuencia propia del sistema (Avilés Salazar, 2001).

Según Kelly (1997) el primer edificio aislado se construyó a finales de los años 60 (Boroschek). Los primeros aisladores usados fueron a base de elastómeros y se abultaban a los lados debido al peso propio de la estructura, estaban compuestos por simples bloques de caucho sin ningún tipo de refuerzo, ni placa de conexión. Ahora se utiliza caucho en láminas múltiples con refuerzo de láminas de acero entre las capas (Meza Blandón & Sanchez García, 2010). En la época de los 80 el número de edificios aislados sísmicamente creció rápidamente siendo Japón el país que presentaba el mayor desarrollo, siguiéndole Italia y Estados Unidos. Los aisladores elastoméricos han demostrado un buen comportamiento frente a sismos severos (Boroschek).

CAPITULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. DISEÑO ESTRUCTURAL CONVENCIONAL

Una estructura es un sistema que lleva y/o transmite cargas, está diseñado para llevar a cabo tales funciones sin sufrir daños irreparables durante su vida útil. Las cargas en una estructura pueden ser estáticas, como las de gravedad, o dinámica, como los terremotos. (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

El diseño convencional de edificios difícilmente garantiza que los elementos no estructurales no sufran daños frente a un sismo severo, e incluso la reparación de los elementos principales puede ser difícil (Lema Toapanta, 2013).

El diseño de estructuras con el enfoque tradicional consiste en proporcionar una adecuada rigidez y resistencia en las direcciones principales de análisis; y capacidad suficiente de deformarse de manera dúctil.

Este tipo de estructuras tienen capacidades limitadas de resistencia de carga y disipación de energía. Su rigidez es la única que resiste la fuerza que generan los terremotos y el pequeño factor de amortiguamiento de sus materiales es el que ayuda a disipar la energía dinámica. Estas estructuras son pasivos ya que no pueden adaptarse a las inciertas excitaciones de un terremoto (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

La ductilidad es la capacidad de un sistema estructural de sufrir deformaciones considerables (por encima del límite elástico) bajo una carga variable, sin padecer daños excesivos. Esta propiedad, en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, elimina la posibilidad de una falla frágil y además suministra una fuente adicional de amortiguamiento.

Es por ello que una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible para salvar así un edificio del colapso (Lema Toapanta, 2013).

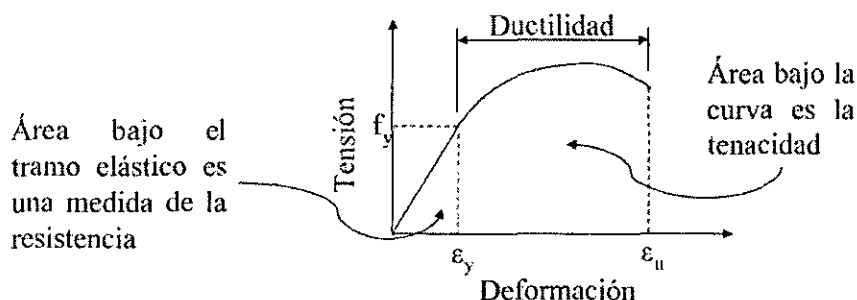


Figura 2.1 Diagrama Tensión vs Deformación del concreto.

Fuente: Lema Toapanta, (2013).

Para minimizar los desplazamientos entre pisos se rigidiza la estructura, sin embargo esta solución amplifica los movimiento de la base (suelo), lo cual se traduce en altas aceleraciones en los pisos generando daños al equipamiento interno. Para disminuir estas aceleraciones se podría utilizar un sistema más flexible, pero esto nos lleva al problema inicial de tener considerables desplazamientos entre pisos (Lema Toapanta, 2013).

Tradicionalmente, el factor de ductilidad asociado al desplazamiento se ha utilizado como criterio para establecer el espectro de respuesta inelástica para el diseño sismorresistente de edificios. De ahí que la resistencia mínima requerida (capacidad de resistir fuerzas laterales) en un edificio se estima con base en ese espectro.

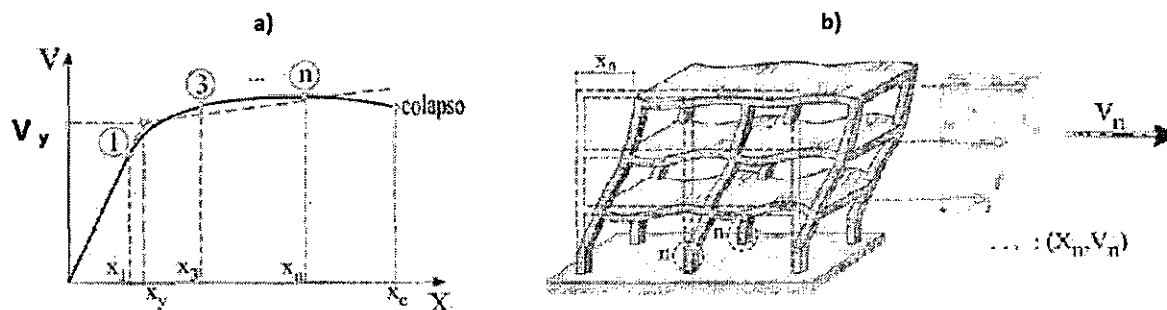


Figura 2.2 Curva de capacidad (Análisis no lineal de la estructura).

Fuente: Muñoz Pelaez, (2010).

Al estudiar la respuesta inelástica de los edificios, es especialmente ilustrativa la denominada curva de capacidad que se muestra en la Figura 2.2, dicha curva se obtiene a partir del análisis no lineal de estructuras sometidas a fuerzas estáticas horizontales, denominado en inglés pushover analysis, que relaciona el desplazamiento del nivel superior del edificio X_n , con el cortante en la base V_n . Estudios recientes realizados sobre estructuras sometidas a cargas cíclicas horizontales, han puesto de manifiesto que para alcanzar valores de ductilidad estructural próximos a los valores de proyecto, es necesario que los valores de la ductilidad seccional sean mucho más altos. Esto se debe a que los distintos elementos que

conforman la estructura, no plastificarán al mismo tiempo cuando están sometidos a cargas cíclicas. En otras palabras, en un instante dado, la estructura tendrá algunos elementos que habrán alcanzado la plastificación, generándose en ellos rótulas plásticas, mientras que otros se mantendrán dentro del rango elástico. Este comportamiento requiere que los elementos plastificados tengan secciones con giros muy altos, es decir, altos valores de ductilidad seccional. Por ejemplo, para alcanzar valores de ductilidad estructural de 6, son necesarios valores de ductilidad seccional que sobrepasen el valor de 10 (Lema Toapanta, 2013).

Es por eso que en base al concepto de ductilidad se fundamenta el diseño sismorresistente, en este sentido puede distinguirse entre un proyecto con base en la resistencia y uno con base en los desplazamientos.

El diseño sismorresistente con base en la resistencia, consiste en dimensionar las secciones de concreto armado procurando evitar fallas frágiles de los elementos. El comportamiento global de la estructura debe ser tal, que se garantice al menos que su resistencia lateral sea igual a la resistencia elástica afectada por factores de reducción de respuesta. Para tener un satisfactorio comportamiento sísmico, la estructura debe disponer de una alta resistencia lateral, si es que no ofrece un comportamiento dúctil, o de una ductilidad suficiente para la resistencia lateral con que ha sido diseñada. En la medida que la estructura se diseña con mayor resistencia lateral, menor es la necesidad de ductilidad, y viceversa. Ambas características que intervienen en el diseño están relacionadas, y los colapsos que se producen están generalmente asociados a una deficiente provisión de ductilidad para la resistencia lateral que se ha considerado en el diseño.

El diseño sismorresistente con base en el desplazamiento, fija límites a los desplazamientos para poder garantizar que la estructura no sobrepase ciertos umbrales de deterioro, esto significa que la estructura se proyecta de acuerdo con criterios de comportamiento global. La ductilidad global de una estructura se alcanza por la plastificación local de estos elementos, en particular en los extremos de barras, donde es más fácil y eficiente proporcionar los detalles que aseguran la ductilidad.

Además, es importante también introducir el concepto de redundancia estructural, pues éste tiene un rol nulo en la respuesta de estructuras mientras éstas se mantienen intactas; sin embargo, dicho rol se puede convertir en esencial una vez que alguno o varios de los elementos de esa estructura, ha sufrido daño tal que lo haga incapaz de seguir recibiendo



incrementos de carga, o de mantener las cargas que le correspondía transmitir, lo cual provoca una redistribución de esas carga hacia el resto de los elementos de la estructura que permanecen intactos.

La filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente según (Proyecto de Norma E.30 Diseño Sismorresistente, 2014) en el numeral 1.3. nos dice que la filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

En el diseño sismorresistente convencional, el desempeño aceptable de una estructura durante un evento sísmico está basado en que el sistema resistente de fuerza lateral sea capaz de absorber y disipar energía de una manera estable por un largo número de ciclos. En sismos severos el colapso estructural es prevenido y la seguridad de la vida de las personas está asegurada.

Principios del Diseño Sismorresistente (Proyecto de Norma E.30 Diseño Sismorresistente, 2014):

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Actualmente los efectos destructivos en una estructura pueden ser mitigados mediante sistemas de protección sísmica, que pueden ser desde relativamente simples dispositivos de control pasivo hasta avanzados sistemas completamente activos.

2.2. DAÑOS EN EDIFICIOS PRODUCIDOS POR SISMOS

Durante un evento sísmico, las construcciones son los elementos vulnerables más importantes, los daños que llegan a sufrir repercuten directamente en las víctimas que pueda ocasionar un sismo. Si conocemos los daños que pueden producir y su comportamiento ante los diferentes movimientos del suelo, se podrán mejorar los tipos constructivos y hacer más estrictos los controles de calidad en obras de reciente construcción, ya que los daños a la infraestructura por eventos sísmicos derivan en impactos económicos desestabilizadores, sobre todo en razón de los retrasos en los programas de desarrollo y hasta los requerimientos de endeudamiento externo para financiar los gastos de rehabilitación.

En la magnitud de los costos económicos influyen varios factores, la magnitud del evento, su duración, el número de réplicas; características propias del sismo y existen también la relacionadas directamente con la construcción: los materiales utilizados, la geometría estructural, la presencia de un diseño sismorresistente y finalmente características de la sociedad en particular como es la concentración de población, cantidad de edificaciones, y la economía propia del país.

Es evidente que los costos económicos son consecuencia de diferentes tipos de daños que produce el sismo y para poder facilitar la comprensión de la calificación de daños, se indica el significado que se da a los términos de efectos directos, indirectos y secundarios, de conformidad con la metodología desarrollada por la CEPAL en 1999 (Arriagada Rosas, 2005).

En términos esquemáticos, los efectos de un fenómeno natural como el sismo puede clasificarse en: aquellos que ocasiona sobre los acervos (daños directos); los que provoca sobre los flujos de producción de bienes y servicios (daños indirectos); y los que se reflejan en el comportamiento de los grandes agregados macroeconómicos (efectos secundarios). Los primeros ocurren prácticamente en el momento del desastre, o a las pocas horas; en cambio los dos siguientes, conllevan la idea de temporalidad que, dependiendo de la magnitud del fenómeno, debe entenderse como un lapso de hasta cinco años.

Desde el punto de vista de la apreciación rápida de los daños, aquellos originados en efectos directos son relativamente más claros en cuanto a su identificación y evaluación. No sucede lo mismo, con los daños que se originan en los efectos indirectos del desastre.

Estos se manifiestan en periodos variables después del desastre y son, por lo tanto, más difíciles de identificar en una apreciación rápida.

2.2.1. Daños Directos

Son todos aquellos sufridos por los activos inmovilizados y en las existencias (tanto de bienes finales como de bienes en proceso, materias primas, materiales y repuestos). Se trata en esencia, de perjuicios en los acervos que acaecieron prácticamente durante el lapso mismo en que ocurrió el siniestro. Entre los principales rubros que figuran en esta categoría se consideran, la destrucción total o parcial de la infraestructura física, edificios, instalaciones, maquinaria, equipos, medios de transporte y almacenaje, mobiliario, perjuicios en las tierras de cultivo, en obras de riego, embalses, etc. En el caso particular de la agricultura, la destrucción en la producción lista para ser cosechada debe valorarse e incluirse también como daño directo. Convencionalmente se ha optado también por incluir como un "daño directo" el costo estimativo que se pagará por la demolición y limpieza de áreas destruidas, ya que forman parte del presupuesto necesario para reparar o reconstruir lo dañado y pueden tomarse en cuenta sin mayor dificultad al calcular el costo del metro cuadrado de construcción.

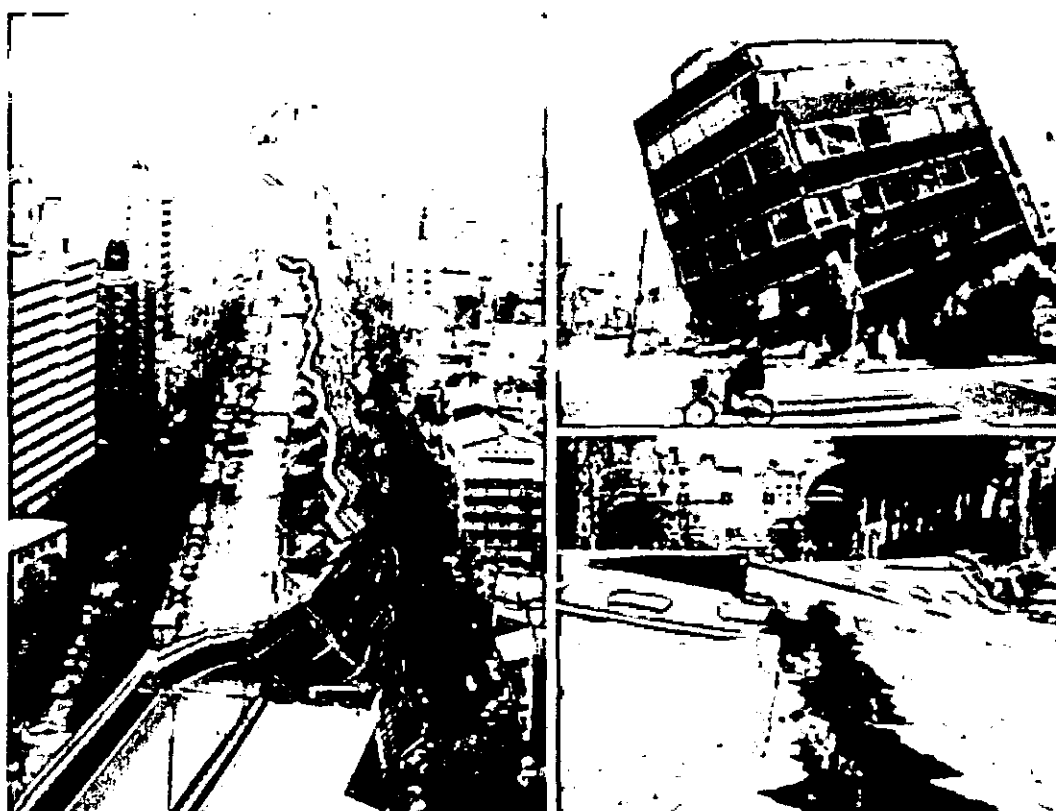


Figura 2.3 Daños en las diferentes estructuras, terremoto de Kobe 1995.

Fuente: Viajar Asia, (2012)

2.2.2. Daños Secundarios

Evalúa el impacto del desastre en forma complementaria a los costos directos e indirectos, determinando la diferencia entre el comportamiento de las variables económicas esperadas después del desastre y las estimaciones previas al mismo.

Los efectos secundarios denotan la incidencia del desastre sobre el comportamiento de las principales variables macroeconómicas. Su medición es complementaria a la de los daños directos e indirectos, reflejando las repercusiones de estos. Aunque la cuantificación de estos efectos hace pleno sentido cuando se realiza para el conjunto de la economía, es indispensable que los evaluadores provean a partir de su conocimiento especializado los elementos necesarios para que finalmente se lleve a cabo la integración de estos efectos en los grandes agregados económicos.

Otro requisito en sentido de la presentación de los efectos secundarios, es la necesidad de prever el comportamiento que habría tenido cada una de las variables que se evalúan de no haber ocurrido el desastre. Este es el punto de partida, para apreciar hasta qué punto el desastre frustró las metas que se habrían alcanzado, y la medida en que el deterioro que se registra en las principales variables, condiciona la capacidad del país para afrontar las tareas de rehabilitación y reconstrucción, y plantea nuevos requisitos de cooperación internacional.

Los principales efectos secundarios de un desastre se aprecian en:

- El comportamiento global y sectorial del producto bruto interno bruto (PBI).
- El balance comercial y su efecto en la balanza de pagos.
- El nivel de endeudamiento y su relación con las reservas monetarias.
- La evolución de las finanzas públicas.
- La formación bruta de capital.
- Dependiendo de la naturaleza del desastre, puede haber efectos secundarios en términos de inflación, empleo e ingresos de los hogares.

El producto bruto interno puede verse mermado por la disminución prevista en la producción de los sectores que sufrieron daños, y a su vez incrementado por una mayor actividad derivada de la reconstrucción. En algunos casos, al reducirse la producción se



limita la exportación o se pueden plantear mayores requerimientos de importación de artículos para satisfacer la demanda interna, lo que incidirá el balance comercial y de pagos.

Los egresos del sector público, se incrementarán debido a los gastos en la etapa de emergencia y también en la de rehabilitación, y los ingresos fiscales pueden verse reducidos a causa de una menor recaudación tributaria derivada de la menor producción y exportación, e incluso por la supresión que puede decretarse de algunos impuestos para aliviar la presión a sectores muy afectados por el desastre. Con ello, el déficit fiscal puede agravarse. Por otro lado, los precios de los artículos pueden incrementarse debido a la escasez originada por el desastre o por la especulación, agravándose el proceso inflacionario. Además, en función de la situación económica que se preveía antes del desastre en el país y, si éste fue de magnitud y características suficientemente severas, será factible que se comprometa el nivel de reservas internacionales o la capacidad del país para cumplir con sus compromisos externos.

2.2.3. Daños Indirectos

Se refieren básicamente, a los flujos de bienes que se dejan de producir o de servicios que se dejan de prestar durante un lapso de tiempo, que se inicia apenas ha ocurrido el desastre, y puede prolongarse durante el proceso de rehabilitación y reconstrucción que convencionalmente se ha establecido con un horizonte máxima de cinco años, aunque las mayores pérdidas ocurren durante los dos primeros. En todo caso, el cálculo de su efecto debe extenderse durante el lapso necesario para la recuperación parcial o total de la capacidad productiva. Su ocurrencia deriva de los daños directos que han afectado la capacidad productiva y la infraestructura social y económica.

Los daños indirectos se miden en términos monetarios, no físicos, incluyendo por ejemplo:

- Los gastos de operación mayores, como consecuencia de la destrucción física de infraestructura, y por el incremento en los costos de la actividad o el servicio.
- Mayores costos de transporte originados por la necesidad de utilizar vías o medios alternos de comunicación que son más largos, o costosos.
- Costos adicionales generados en cualquier sector debido a la necesidad de usar medios alternos para su provisión.
- Pérdidas de ingreso como resultado de la falta de suministro de servicios básicos.
- Pérdidas de ingreso personal, en el caso de individuos que perdieron empleos.



- Pérdidas de producción o ingresos en actividades de cadenas productivas
- Las inversiones extraordinarias destinadas a responder a las necesidades de relocalización de actividades, patrimonio o asentamientos.
- El lucro cesante originado por los periodos de clausura de los edificios dañados y de su posterior reparación, y el deterioro del valor comercial de los edificios dañados.
- Los impuestos no percibidos por el fisco originados por la menor actividad económica

Los efectos monetarios del daño indirecto se consideran dentro de los costos indirectos de una estructura, para el caso particular de estudio se considera el lucro cesante.

La suma de los daños directos e indirectos representa el total, en términos materiales y monetarios, del efecto del terremoto. Se deben evaluar con cautela las consecuencias de un desastre para incluir ambos tipos de daño en la estimaciones, dado que con frecuencia los daños indirectos pueden ser equivalentes o superiores al valor monetario de los daños directos; y son estos daños indirectos los que producen los efectos secundarios de alteración o debilitamiento de la economía, impidiendo que pueda enfrentar por sí sola los requerimientos de rehabilitación y reconstrucción. Los daños indirectos pasan también a contabilizarse como efectos secundarios al intentar medir los efectos del desastre en los principales agregados macroeconómicos.

2.3. AISLACIÓN SÍSMICA

La aislación sísmica de edificios en la base es una técnica que ha tenido un avance espectacular en los últimos años. Su aplicación en la práctica se está generalizando debido a la obtención de sistemas económicos y confiables, sobre todo los constituidos a base de elastómeros reforzados con láminas de acero.

El aislamiento de base se basa en tener dispositivos muy flexibles lateralmente y muy rígidos verticalmente ubicados debajo de los elementos verticales del edificio con los cuales se logra desacoplar la estructura del movimiento del suelo. De esta manera se logra reducir desplazamientos laterales relativos de entrepiso, disminuir el daño en los elementos estructurales así como los no estructurales para salvaguardar los contenidos.

El incremento de flexibilidad produce un incremento del periodo fundamental de la estructura, más allá del periodo predominante del terremoto, evitando así la resonancia o la vibración en un rango de frecuencias cercanas a la resonancia. La aplicación de esta idea requiere medidas que permitan un desplazamiento horizontal de la estructura variando entre 5cm y 40cm y que, en el caso de terremotos fuertes este desplazamiento puede llegar a duplicarse. La función del amortiguamiento debido al aparato de apoyo es muy importante en la reducción de los valores del desplazamiento de la base, puesto que los dispositivos amortiguadores logran una importante disipación de energía dada por el sismo. Todos estos aspectos anteriormente mencionados hacen que el diseño tradicional de estructuras sea solucionado utilizando el aislamiento de base, limitando las deformaciones en la estructura y las demandas de ductilidad, disminuyendo notablemente los daños en los elementos estructurales como en los no estructurales. De esta manera el aislamiento de base proporciona un tipo de diseño antisísmico que protege las estructuras, limitando la acción de los terremotos sin incrementar su capacidad de resistencia (Molinares & Barbat, 1994). Y como ya se mencionó, el aislamiento de base es más efectivo cuando la estructura se apoya en suelo duro, pues entonces el sismo presenta mayor energía para las frecuencias altas, con lo cual es más simple aislar mediante la disminución de la frecuencia propia del sistema.

Por razones prácticas no es recomendable disminuir la frecuencia propia de la estructura a valores menores que 0,3 a 0.5 Hertz, dependiendo del caso (Avilés Salazar, 2001).

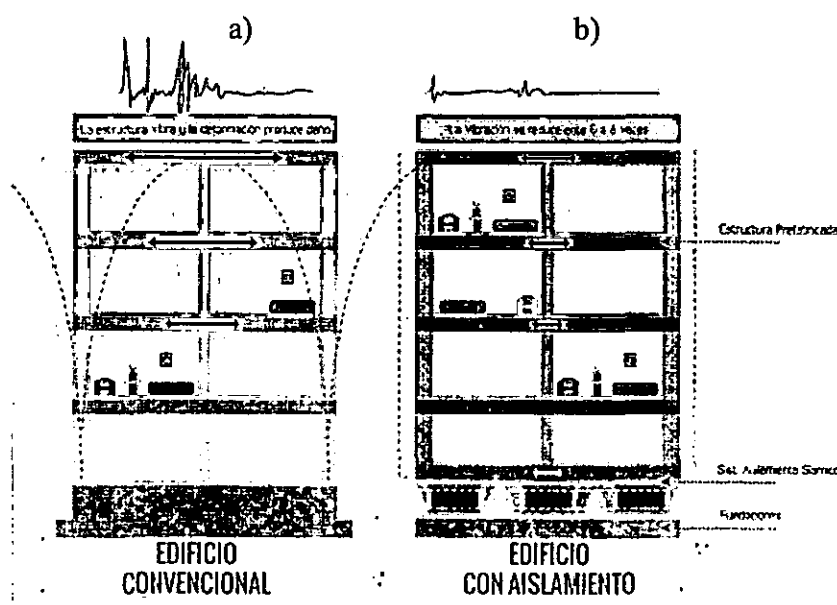


Figura 2.4 a) Edificio convencional, b) Edificio con aislamiento sísmico.
Fuente: Lema Toapanta, (2013).

En la Figura 2.4 se ilustra esquemáticamente el concepto de aislamiento sísmico. El edificio de la Figura 2.4 a) tiene un sistema de protección convencional y se observa que al actuar el sismo se producen deformaciones y fisuras considerables en la estructura. Por el contrario el efecto del sismo en la estructura aislada de la Figura 2.4 b) disminuye, el mayor desplazamiento ocurre en el sistema de aislamiento. La estructura sufre pequeñas deformaciones moviéndose prácticamente como un sólido rígido. La diferencia básica entre los dos casos es que la disipación de energía de la estructura convencional se obtiene a consecuencia de los daños estructurales; mientras que en la estructura aislada es proveída por el comportamiento histerético, friccional o viscoso del aislamiento.

Una de las principales desventajas de los sistemas de aislamiento de base radica en su limitada capacidad de reducir la respuesta estructural, y depende también del contenido frecuencial de la excitación. Este último aspecto requiere una evaluación previa muy confiable de las características de los sismos, ya que si el periodo del terremoto es del mismo orden de magnitud que el periodo fundamental del sistema de aislamiento de base, se incrementa la respuesta estructural.

El aislamiento de base fue propuesto inicialmente para la construcción de edificios nuevos, sin embargo su empleo ha tenido mucho éxito en la rehabilitación sísmica de edificios históricos. El refuerzo sísmico de los edificios antiguos empleando técnicas convencionales puede necesitar modificaciones importantes del edificio, además que su coste es elevado.

La eficiencia del diseño se logra cuando las fuerzas finales son como máximo iguales a las que se obtendrían con un diseño sin aislación, con la diferencia, de que el diseño aislado no se esperan daños por comportamiento inelástico de la estructura (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaringa Huamaní, 2012).

2.4. HISTORIA Y DESARROLLO DE LOS AISLADORES

Según Kirikov el concepto de aislamiento sísmico no es nuevo, él describe varios procedimientos utilizados en la antigüedad por los sumerios, griegos, romanos, bizantinos, etc., para proteger sus estructuras del efecto de los sismos. Algunos de estos se basan en el aumento de la ductilidad en sus construcciones de mampostería de piedra o ladrillo de aquellos tiempos, con la utilización de morteros de arcillas y betún. Los muros de piedra, que muchas veces no llevaban mortero, fijándose las piedras entre sí mediante chapas

metálicas selladas con plomo. De esta manera se lograba que las construcciones no se comporten como sólidos completamente rígidos, sino que absorbieran parte de la energía de los sismos. Muchas veces, la mampostería dúctil se colocaba solamente en la parte inferior de los muros, constituyendo un verdadero aislamiento de la construcción (Molinares & Barbat, 1994).

Molinares & Barbat (1994) menciona que en el año 2000 a.C, en Knossos (Creta), se desarrolló un cierto tipo de aislamiento de base, que consistía en colocar una capa de arena fina debajo de la cimentación de la construcción, con el fin de generar una especie de apoyo deslizante. Otro procedimiento parecido se ha empleado en Chokrak, donde se colocó la cimentación del templo sobre una capa gruesa de arcilla y otras dos capas, la primera estaba conformada de piedras de mediano tamaño y la segunda conformada de piedras más pequeñas. (Ver Figura 2.5 a)). Seguramente uno de los sistemas que más se asemejan a los utilizados en la actualidad, se utilizó en los siglos VI – VII a.J.C. en el templo de Ponticapéa que se realizó con barras de madera colocados entre los muros y la cimentación. (Ver Figura 2.5 b)).

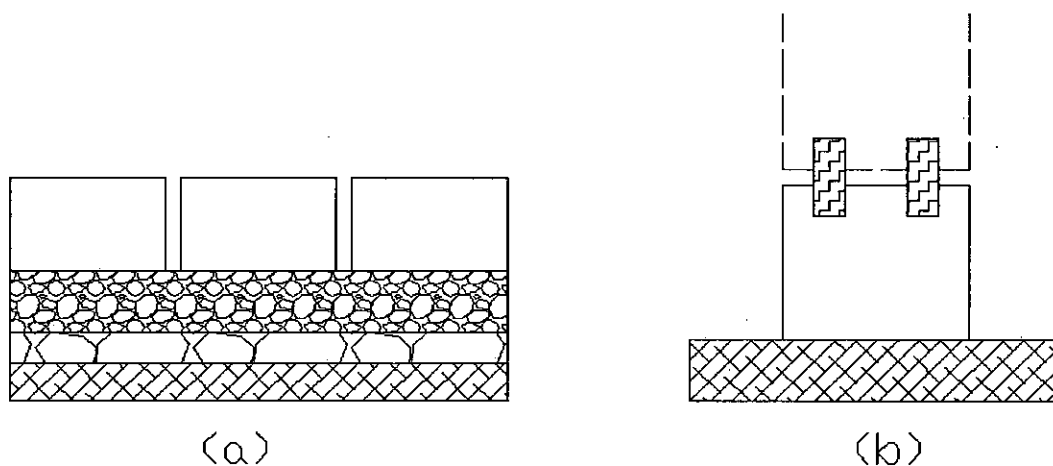


Figura 2.5 Sistemas utilizados en la antigüedad a) Templo Partenón, b) Templo Ponticapéa.
Fuente: Molinares y Barbat, (1994).

La investigación de (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012) sostiene que el concepto de aislación sísmica ha sido desarrollado desde hace más de 100 años; sin embargo, recién en los últimos 40 años se ha ido difundiendo para ser aplicado de forma práctica y sólo en los últimos 15 años su aplicación se ha ido incrementando de forma exponencial por el buen desempeño que presentaron los pocos edificios aislados ante los sismos.



En el año 1909 J.A. Calantarients del Reino Unido le escribió una carta al Director del servicio sismológico de Chile, en la cual, afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad si es que había una junta entre la base de la estructura y el suelo, rellena de un material fino (arena, mica o talco) que le permitiese deslizarse durante el evento sísmico; esto hace que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no colapse. A lo que el investigador hacía referencia era un concepto primitivo de aislación sísmica.

El inglés John Milne, quien fue profesor de Ingeniería de Minas en la Universidad de Tokyo entre 1876 y 1895, realizó varios experimentos de aislación sísmica: instrumentaba una estructura aislada sísmicamente y la sometía a un movimiento sísmico. En 1885 escribió un reporte describiendo su primer experimento a la Asociación Británica de Avance de la Ciencia. En ese primer experimento, la estructura estaba construida sobre unas esferas de deslizamiento de 10 pulgadas de diámetro; sin embargo, aparentemente el edificio no tenía un buen desempeño frente a cargas de viento así que volvió a realizar el ensayo varias veces hasta que determinó que para esferas de diámetro de $\frac{1}{4}$ de pulgada la estructura se volvía estable para cargas de viento.

En el último siglo se han buscado diversos mecanismos que sirvan para desacoplar a la estructura del suelo con el objetivo de reducir las fuerzas y como consecuencia los daños. En 1996 James M. Kelly da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios aislados. Dos de ellos fueron contruidos sobre esferas: un edificio en Sevastopol, Ucrania y un edificio de cinco pisos en México; y el tercero, un edificio de cuatro pisos para el observatorio sismológico del estado de Beijing sobre una capa de arena. En 1992, Eisenberg, describe a un edificio construido en 1959 en Ashkhabad, Turkmenistán, el cual, estaba suspendido por cables. En 1969 se construyó el primer edificio aislado con bloques de caucho: la escuela Pestalozzi de tres pisos hecha de concreto en Skopje, Yugoslavia.

Los desarrollos modernos han seguido prácticamente las mismas medidas de protección antisísmica que en la antigüedad, aumentándole a estas la experiencia alcanzada con los años en el desarrollo de la ciencia.

La utilización de sistemas de aislamiento permite cumplir con las normas de diseño sísmico de estructuras, sin un sustancial aumento de costos. Por esta razón, se han hecho



diferentes estudios de este tema en las diferentes universidades del mundo, en la cual se han obtenido resultados muy importantes.

A finales de la década de los 70' unos pocos edificios aislados fueron construidos en Japón. Fue el inicio del desarrollo de los SREI (Steel reinforced elastomer isolator), en los cuales, se vulcanizan las capas de caucho y las placas de acero intercaladas con el fin de aumentar la rigidez vertical. Hasta el año 1985 sólo tres proyectos habían sido completados. Entre 1985 y 1994, durante el boom de la economía japonesa, el número de edificios aislados empezó a incrementarse a razón de 10 edificios por año.

En 1978 se construyó en viaducto de Toe-toe en North Island, en Nueva Zelanda. Fue la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro para que ayude a disipar la energía. Este tipo de aisladores llamados LRB (Lead Rubber Bearing) son de amplio uso actualmente.

Un pequeño número de edificios aislados fueron construidos en nueva Zelanda e Italia principalmente por ser muy importantes. En 1981 se terminó el primer edificio aislado con LRB: Edificio William Clayton en Wellington, Nueva Zelanda.

El primer edificio aislado en los Estados Unidos es Foothills Communities Law and Justice Center (FCLJC) ubicado en el Rancho Cucamonga, Los Ángeles. Este edificio construido a inicios de 1984 y terminado a mediados de 1985 fue hecho sobre aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural. El mismo sistema de aisladores de alto amortiguamiento fue empleado en el Fire Command and Control Facility (FCCF).

En Estados Unidos el proceso de la elaboración de códigos que incluyeran pautas para el diseño con aisladores sísmicos empezó con una simple publicación de la Asociación de Ingenieros estructurales del Norte de California llamada "Tentative Seismic Isolation Design Requirements" (SEAOC 1986), la cual, se basaba principalmente en el diseño con métodos estáticos. En el año 1990 los miembros del comité sismológico del SEAOC deciden incluir en su "Blue Book", un apéndice con los requerimientos de "General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures". Esta publicación fue considerablemente modificada y se incluyó como un apéndice no obligatorio del capítulo 23 en la versión del año 1991 del UBC (Uniform Building Code) con el nombre de "Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures". Tanto el comité sismológico del SEAOC como el del UBC han ido revisando periódicamente sus códigos y han ido actualizándolos

(SEAOC 1996, UBC 1994 y 1997). En las últimas versiones el diseño se basa fundamentalmente en el análisis dinámico de las estructuras. Por otro lado, por encargo del Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios, se incorporaron los requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) en el año 1995. Esos requerimientos fueron modificados en la versión del año 1997, en la que los documentos del SEAOC, UBC y NEHRP fueron compatibilizados.

En el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los primeros países en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. Cuenta además con la norma Chilena NCh2745 – 2003 que es el resultado de la adaptación a la realidad chilena del código UBC (Uniform Building Code) del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433.Of1996. Entre los edificios actualmente aislados en Chile se tiene: un bloque del conjunto habitacional Comunidad Andalucía construido entre los años 1991 y 1992 para un estudio hecho por la Universidad Católica de Chile, el centro médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica de Chile construido en el año 2000 y el Hospital Militar inaugurado en el año 2008 (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

2.5. PRINCIPIOS DE LA AISLACIÓN SÍSMICA

El objetivo de la aislación basal es proveer a una estructura un sistema de aislamiento que restrinja, en lo posible, las deformaciones plásticas a dispositivos especiales y fácilmente reemplazables. Estos tienen el efecto de desacoplar parcialmente las estructuras del movimiento sísmico y son capaces de absorber ellos mismos una parte de la energía debida a los terremotos y de reducir, de esta manera el desplazamiento relativo entre los distintos elementos estructurales (Avilés Salazar, 2001).

Los principios en los cuales se basa el funcionamiento de la aislación sísmica son tres: en primer lugar, la flexibilización del sistema estructural o alargamiento del período, en segundo lugar, el aumento del amortiguamiento y en tercer lugar la rigidez alta para niveles de cargas bajos.

2.5.1. Flexibilidad

La flexibilización o alargamiento del período fundamental de la estructura, se logra a través de la introducción de un piso blando entre el suelo de fundación y la superestructura. Intuitivamente se reconoce que la rigidez lateral de este piso blando es mucho menor que la rigidez lateral de la superestructura, el sistema tenderá a deformarse sólo en la interfaz de aislación, transmitiendo bajos esfuerzos cortantes a la superestructura, la que sufre un movimiento de bloque rígido, por ende sin deformación ni daño durante la respuesta sísmica. Por este motivo, el aislamiento de base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos firmes (Saavedra Quezada, 2005).

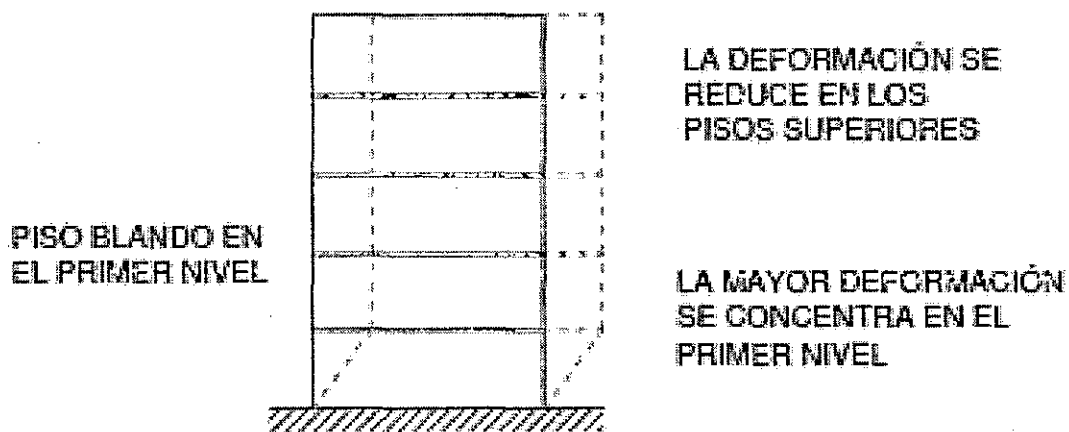


Figura 2.6 Sistema de piso blando (planta baja flexible) con deformaciones controladas.
Fuente: Lema Toapanta, (2013).

Como se muestra en la Figura 2.6, el hecho de implementar aisladores sísmicos en la base hace ventajoso el comportamiento de la estructura debido a que evita los efectos más dañinos que se pueden producir en la estructura a causa de los esfuerzos resultantes de los desplazamientos relativos entre pisos.

El amortiguamiento en los sistemas aislados puede proveerse de diversas maneras. Figura 2.7 representa que al aumentar el periodo se disminuye el cortante.

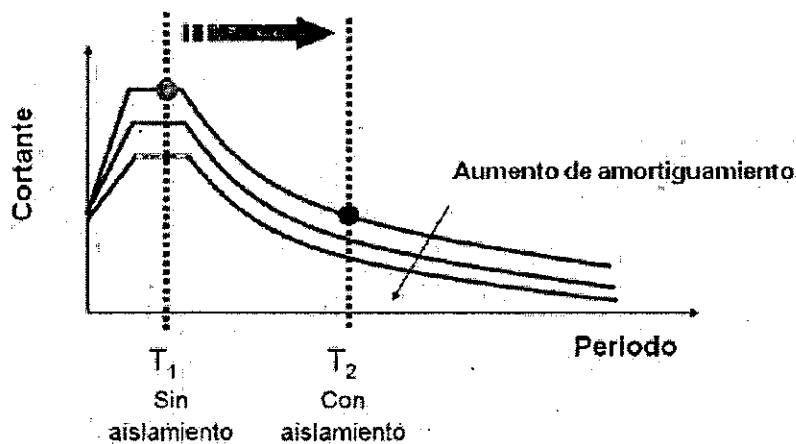


Figura 2.7 Efecto del periodo y amortiguamiento sobre el cortante o aceleración.

Fuente: Meza Blandón & Sanchez García, (2010).

El aumento de flexibilidad produce grandes desplazamientos por efecto de la fundación flexible. En la Figura 2.8 se muestra una curva idealizada de respuesta de desplazamiento, donde se aprecia que éste aumenta con el aumento del periodo; además se observa el efecto del amortiguamiento para controlar el desplazamiento. Estos grandes desplazamientos pueden ser reducidos si se introduce un amortiguamiento adicional a nivel de fundación.

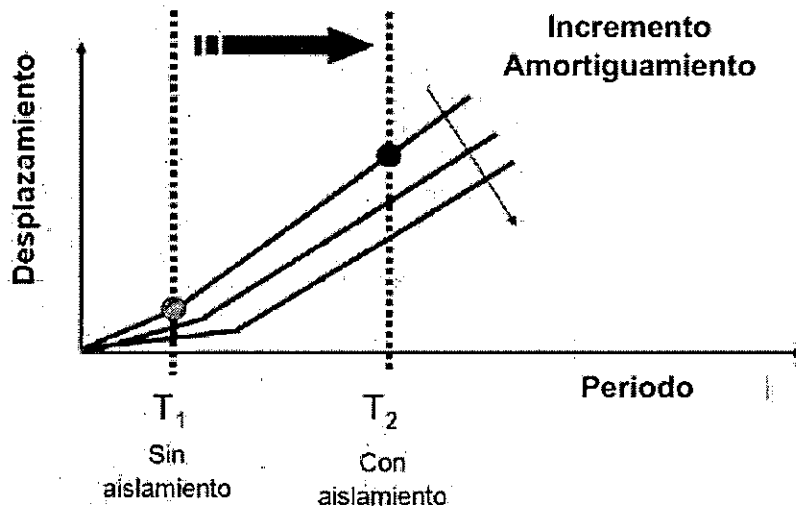


Figura 2.8 Efecto del periodo y el amortiguamiento sobre el desplazamiento total.

Fuente: Meza Blandón & Sanchez García, (2010).

Existen muchas alternativas que han sido propuestas para proporcionar la fundación flexible, pero tan sólo un número limitado han sido implementadas hasta la fecha, los que serán descritos posteriormente. Dentro de estas técnicas la de mayor aceptación ha sido el sistema basado en apoyos de goma laminada.

2.5.2. Disipación de Energía

De La Llera (1998) afirma que el aumento del amortiguamiento viene dado principalmente por el sistema de aislación utilizado, éste busca reducir la demanda de deformaciones sobre el sistema de aislación y la superestructura, sin producir un aumento sobre las aceleraciones de esta última (Saavedra Quezada, 2005).

Muchos materiales en ingeniería son histerético por naturaleza, y todos los elastómeros exhiben esta propiedad en algún grado. Al incluir un aditivo reforzante de las propiedades mecánicas y dinámicas en el elastómero, se incrementa su capacidad de disipación sin alterar sus propiedades (Avilés Salazar, 2001).

Una de las formas más efectivas para proveer amortiguamiento adicional es a través de algún amortiguador histerético para que de esta forma las deformaciones relativas entre el edificio y el suelo puedan ser controladas a un nivel práctico de diseño. Según W. Robinson el desplazamiento es controlado a 100-400 mm por la suma de una cantidad apropiada de amortiguamiento usualmente 5 a 20% del crítico (Avilés Salazar, 2001).

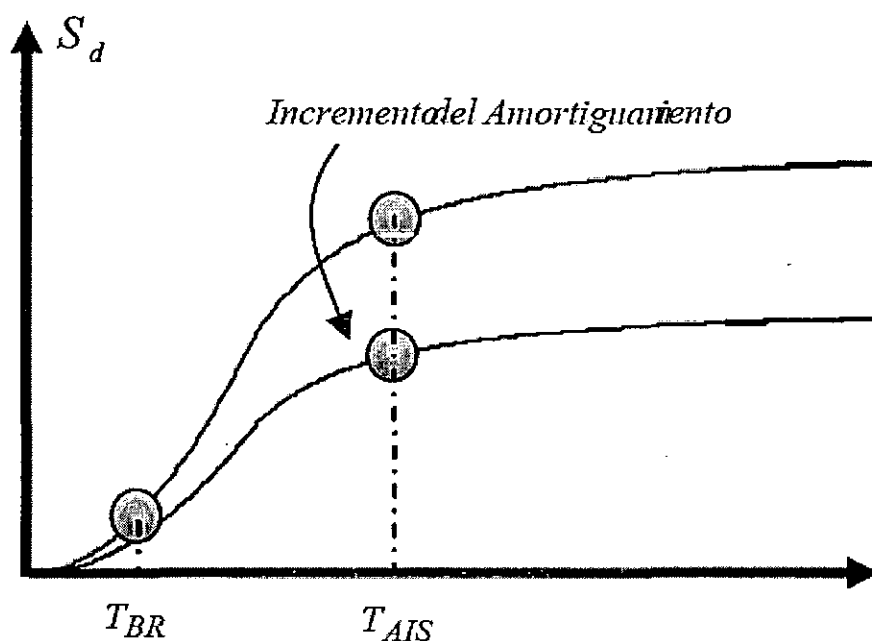


Figura 2.9 Disminución de los desplazamientos por el incremento del amortiguamiento.
Fuente: Quiroz Lozano, (2010).

2.5.3. Rigidez Alta para Bajos Niveles de Carga

Debido a que se requiere flexibilidad para aislar la estructura de las cargas sísmicas, es claro que no se desea tener un sistema estructural que vibre perceptiblemente bajo cargas frecuentes, tales como sismos leves o cargas de viento.

Se han desarrollado elastómeros especiales que toman ventaja de la dependencia del módulo de corte con la amplitud de deformación, para así proveer la resistencia inicial al viento y sismos menores.

A pequeñas deformaciones éstos elastómeros exhiben un alto módulo de corte que es típicamente 3 a 4 veces más grande que su módulo a altas deformaciones (Avilés Salazar, 2001). El ablandamiento ocurre con el aumento de la deformación y entonces la aislación sísmica comienza a ser efectiva.

2.6. TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS

Las técnicas de control de respuesta sísmica, se pueden clasificar según la forma como el sistema maneja la energía impuesta por el sismo, su absorción y disipación. Se conocen como sistemas de disipación de energía, aquellos que aportan al término E_{sp} (energía disipada por deformación permanente del sistema) en el balance de energía y se conocen como sistemas aisladores, los que se enfocan a disminuir la energía de entrada al sistema estructural, término E_s (Energía elástica) (Lema Toapanta, 2013).

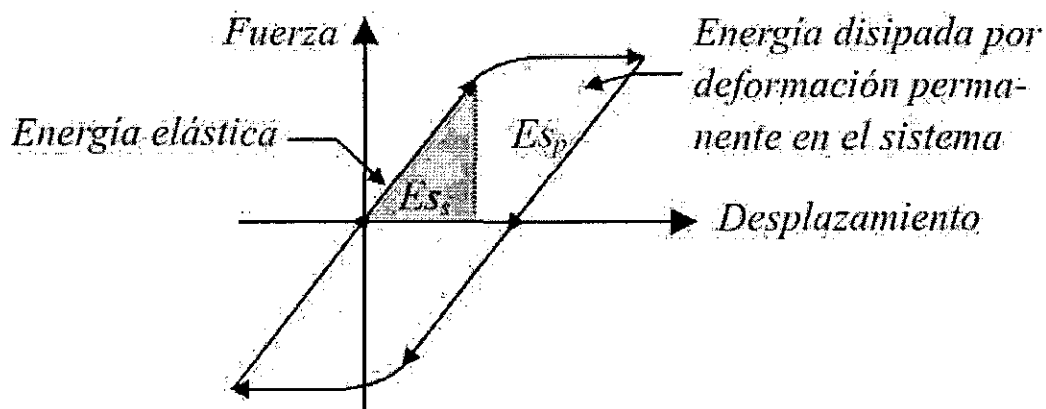


Figura 2.10 Ciclo de histéresis de un sistema estructural, energía elástica e inelástica.
Fuente: Lema Teopanta, (2013).

En términos generales, los sistemas de aislación sísmica limitan la energía que el sismo transfiere a la superestructura, reduciendo considerablemente los esfuerzos y deformaciones de la estructura aislada. Por su parte, los sistemas de disipación de energía, si bien no evitan el ingreso de energía a la estructura, permiten que la disipación de energía se concentre en dispositivos especialmente diseñados para éste fin, reduciendo sustancialmente la porción de la energía que debe ser disipada por la estructura.

Los sistemas de aislación basal son clasificados primeramente dentro de dos tipos básicos, uno representados por los aisladores elastoméricos y el otro representados por los aisladores deslizantes. Estos sistemas han encontrado aplicación en muchas de las estructuras aisladas.

2.6.1. Aisladores Elastoméricos

Los aisladores elastoméricos han ido evolucionando desde su creación para poder cumplir de mejor manera con los requerimientos deseados, llegando a la configuración actual la cual entrega la seguridad de que tendrá un buen desempeño. Estos aisladores son apoyos elastoméricos laminados, intercalando un conjunto de láminas de goma con delgadas placas de acero unidas por un proceso de vulcanización; las láminas alternadas de goma pueden deformarse en un plano horizontal entregando la flexibilidad que permite al edificio moverse lateralmente bajo el movimiento producido por un sismo.

Los aisladores elastoméricos laminados cuentan en sus extremos superior e inferior con dos placas de acero con las cuales se conecta a la superestructura en su parte superior y a la fundación en su parte inferior.

Las capas de goma de los aisladores elastoméricos son típicamente de 8 mm a 20 mm de espesor, y las placas de acero de 2 mm o 3 mm. Las placas de acero evitan el abultamiento de las láminas de goma; por lo que la unidad puede soportar altas cargas verticales con pequeñas desviaciones verticales (Kelly T. , 2001).

A continuación se presentan las ventajas que tiene la goma sobre muchos otros materiales en ingeniería (Avilés Salazar, 2001):

- a. Alta resistencia a la compresión, tiene un módulo de Poisson de aproximadamente de 0.5, que la hace prácticamente incompresible.
- b. Buena absorción de energía.

- c. Habilidad para sufrir grandes deformaciones.
- d. Buena aislación eléctrica.
- e. Resistencia a la fatiga, erosión y corrosión.
- f. Puede ser moldeada a gusto.
- g. Relativamente barata.

En la mayoría de los diseños de aisladores elastoméricos se utiliza la geometría de un cilindro, ya que con esto las propiedades del aislador no se ven afectadas por la dirección de la carga horizontal aplicada, repartiéndose los esfuerzos uniformemente.

Dentro de los apoyos elastoméricos laminados podemos distinguir entre dos tipos principalmente: aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) y los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR).

2.6.1.1. Aisladores Elastoméricos de Bajo Amortiguamiento (LRD)

También llamados aisladores elastoméricos de caucho natural. Estos fueron los primeros aisladores utilizados para sistemas de aislamiento. Se usaron por primera vez en la escuela Pestalozzi en Skopje Macedonia. Estos primeros aisladores se abultaban a los lados debido al peso propio de la estructura (Meza Blandón & Sanchez García, 2010).

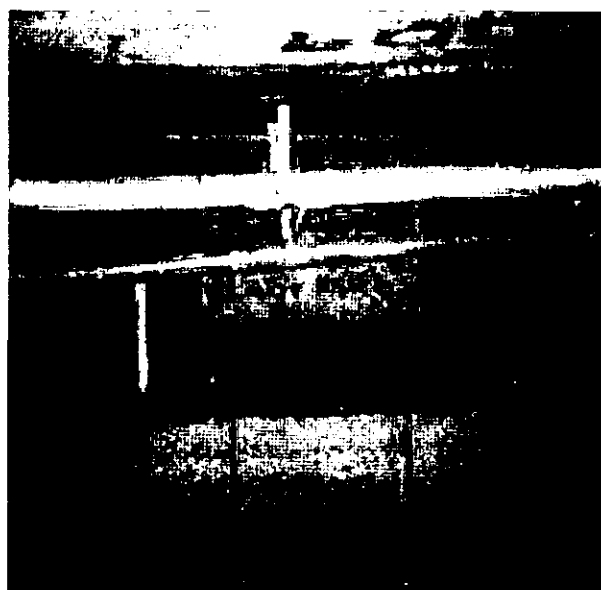


Figura 2.11 Aislador de Caucho aplastado y abultado a los lados de escuela Pestalozzi en Skopje.

Fuente: Meza Blandón y Sánchez García, (2010).

Como se muestra en la Figura 2.11, al principio estos aisladores fueron usados sin ningún tipo de refuerzo ni placa de conexión; sin embargo, luego se notó que si se deseaba aumentar la rigidez vertical se debía reforzar intercalando láminas de acero con capas de caucho, así se obtenía una rigidez vertical que era cientos de veces la rigidez horizontal. Los aisladores elastoméricos de caucho natural de bajo amortiguamiento, han sido usados vinculados con dispositivos de amortiguamiento adicionales.

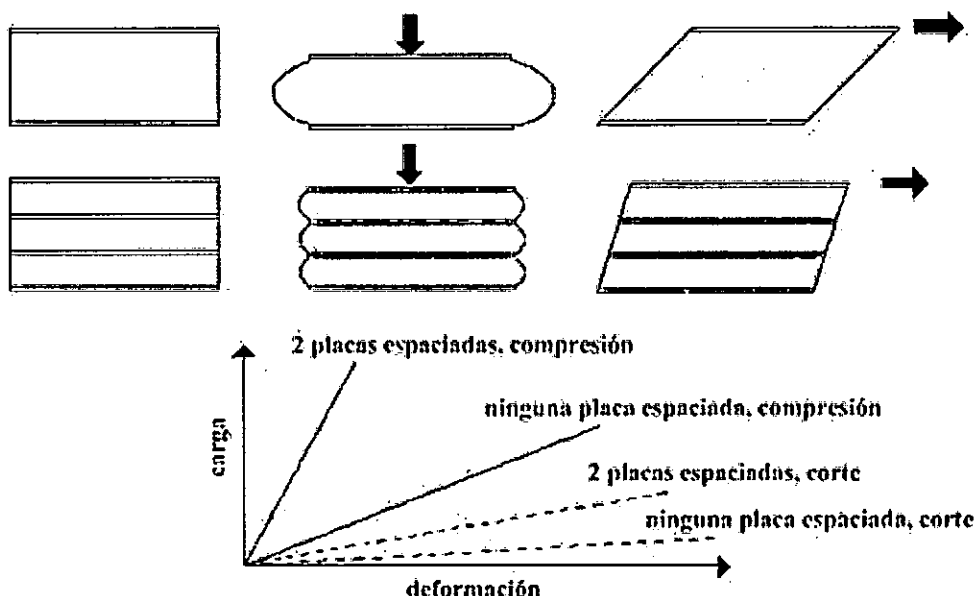


Figura 2.12 Esquema de la relación de la rigidez con el número de placas de acero y el grosor de las gomas de apoyo.

Fuente: Avilés Salazar, (2001).

El proceso de fabricación de los LRD consiste en intercalar capas de acero y caucho que se colocan en un molde y se les aplica presión a una temperatura de 140°C por aproximadamente seis horas. Durante ese tiempo se produce la reacción del epóxico colocado entre las capas y el caucho se vulcaniza y adquiere su propiedad elástica. La adhesión entre el acero y el caucho debe ser tan resistente que antes que falle el pegamento debería fallar la goma. Al intercalar el caucho con el acero la capacidad para resistir cargas de gravedad aumenta y le da estabilidad a soportes laterales altos ante cargas laterales. Las placas de acero que se colocan en la zona superior e inferior sirven para confinar el núcleo y evitar la compresión del caucho ante cargas de gravedad. En la Figura 2.13 a) se muestran los componentes del LRD (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

El amortiguamiento de este tipo de aisladores está entre el 5 y 10%, lo cual obliga muchas veces a usar sistemas de amortiguadores adicionales (Korswagen Eguren, Arias

Ricse, & Huaringa Huamaní, 2012). La fuerza cortante y la deformación lateral tienen una relación lineal como se observa en la Figura 2.13 b), la rigidez horizontal del aislador es controlada por el bajo módulo de corte del caucho. Las principales ventajas de usar este tipo de aisladores es que son fáciles de modelar y fabricar; además que sus propiedades mecánicas no son afectadas por la temperatura y el envejecimiento.

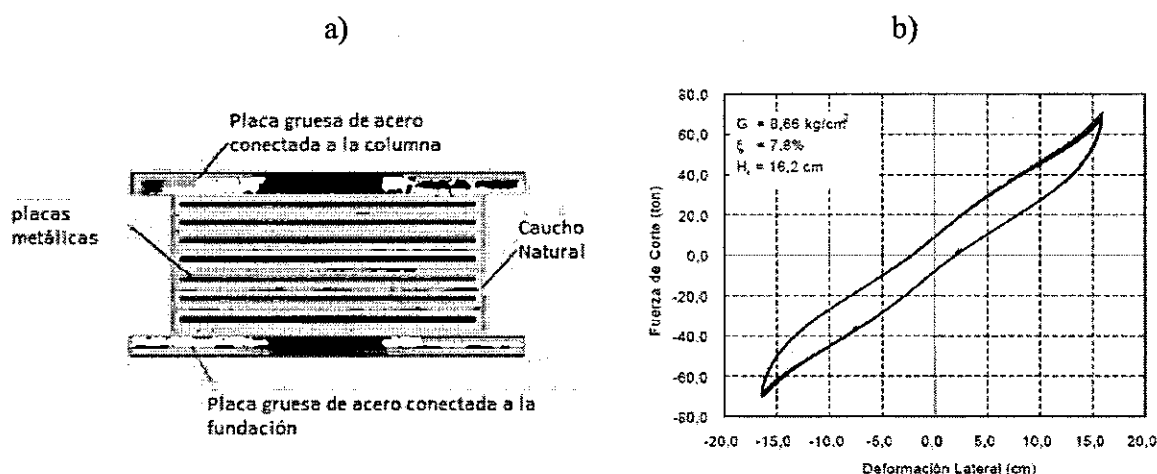


Figura 2.13 a) Componentes del LRD, b) Gráfico de fuerza de corte versus deformación lateral para un ciclo.

Fuente: Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaringa Huamaní, (2012).

2.6.1.2. Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) se construyen generalmente con caucho de bajo amortiguamiento intercalado con láminas de acero y en el centro se deja un agujero en el que se introduce el núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, bajo presión se convierten en una unidad. El núcleo de plomo se coloca para producir numerosos ciclos histeréticos estables ya que este fluye (a una tensión de 10 MPa) y recrystaliza a temperatura ambiente; esto hace que tenga una buena resistencia a la fatiga. En la Figura 2.14 a) se muestran los componentes del LRB y en la Figura 2.14 b) se observa un ciclo fuerza-deformación del LRB y se distingue que la rigidez inicial es mucho mayor que la del LRD, en consecuencia, el bucle encierra un área mucho mayor (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaringa Huamaní, 2012).

El núcleo de plomo proporciona rigidez bajo cargas de servicio, y disipación de energía bajo cargas laterales altas (Kelly T. , 2001).

Entre las ventajas del LRB podemos encontrar que el amortiguamiento aumenta con respecto al LRD y varía entre el 15 y 35% (Kelly T. , 2001). Además produce de forma

natural un nivel de rigidez inicial importante para las cargas de servicio o de viento sin dejar de tener una adecuada flexibilidad frente a cargas producidas por sismo.

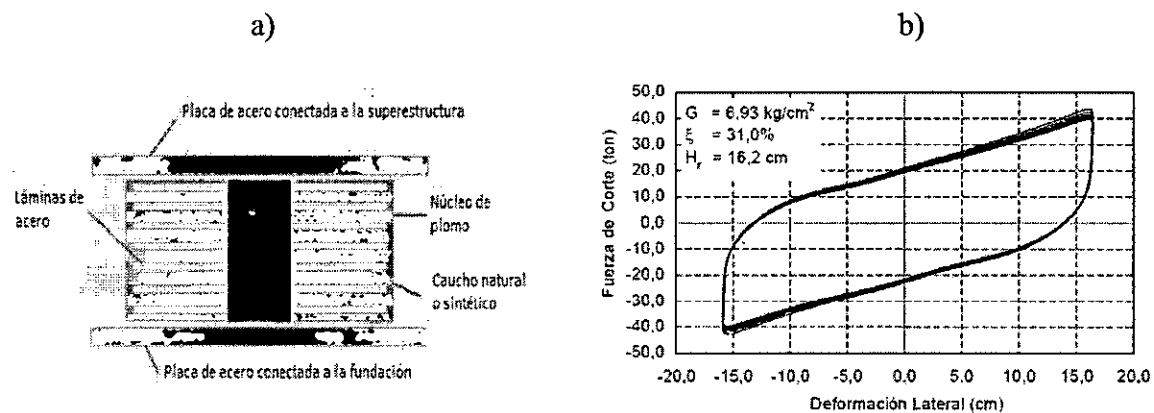


Figura 2.14 a) Componentes del LRB b) Gráfico fuerza de corte vs deformación lateral para un ciclo.

Fuente: Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaringa Huamaní, (2012).

2.6.1.3. Aisladores Elastoméricos de Caucho de Alto Amortiguamiento (HDR)

Los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) tienen la misma disposición que los aisladores LRD (compuestos por láminas de caucho y acero de forma intercalada); pero se utiliza caucho modificado con aditivos (tales como aceites, carbón en polvo, resinas, polímeros u otros elementos que le permiten alcanzar un mayor amortiguamiento por sí solos), en la parte superior e inferior se les coloca una placa de acero para confinar el núcleo. En la Figura 2.15 a) se muestran los componentes del HDR.

Estos dispositivos han sido usados e instalados en una variedad de edificios en Japón, Estados Unidos, e Italia. Un ejemplo de aisladores de alto amortiguamiento es en la reconstrucción y mejoramiento con partes nuevas del Hearst Memorial Mining Building (Nuñez García, 2014).

El amortiguamiento de éste tipo de aisladores varía entre el 10 y 20% para deformaciones angulares menores a $\gamma = 2$. Para producir ciclos estables pasa por un proceso llamado scragging en el cual se le somete a varios ciclos de deformación y se logran ciclos estables para deformaciones menores. La relación entre la fuerza cortante y la deformación es lineal como se observa en la Figura 2.15 b); sin embargo, forma un bucle que encierra un área menor a los LRB (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaringa Huamaní, 2012).

El incremento en rigidez y amortiguamiento ha sido dirigido para producir un sistema que será, rígido para pequeñas solicitaciones, casi lineal y flexible para un nivel de

diseño y que puede limitar los desplazamientos para niveles de sollicitación mayor, para precisar lo citado anteriormente se exponen los siguientes casos (Lema Toapanta, 2013):

- Para deformaciones por corte menores que el 20%, el material tiene un comportamiento no lineal y se caracteriza por su alta rigidez y amortiguamiento, el cual tiende a minimizar la respuesta bajo cargas sísmicas pequeñas.
- Para deformaciones por corte de entre el 20% y el 120% el módulo de corte es bajo y constante.
- Para deformaciones por corte mayores, el módulo de corte se incrementa debido al proceso de cristalización por deformación del caucho, lo cual va acompañado con un incremento en la energía disipada.

Es importante notar que al agregarle aditivos al caucho se le modifican algunas propiedades mecánicas como la elongación a la ruptura. Otra desventaja es que éste tipo de aisladores se deterioran más rápido.

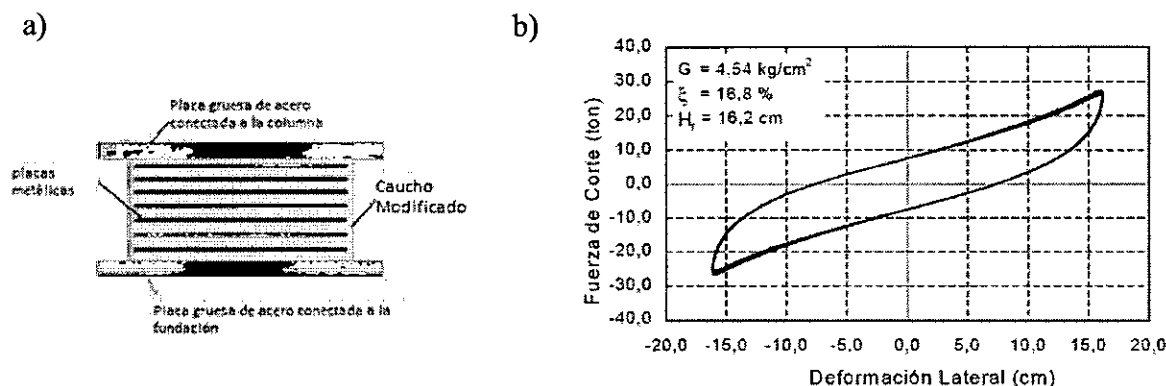


Figura 2.15 a) Componentes del HDR b) Gráfico fuerza de corte vs deformación lateral.
Fuente: Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaringa Huamani, (2012).

2.6.2. Aisladores Deslizantes

Los aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales, utilizan una superficie de deslizamiento típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), sobre la que se soporta la estructura (Corporación de Desarrollo Tecnológico-Chile, 2012).

La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo. Éste sistema de aislación sísmica, permite disipar energía y limitar la fuerza máxima transmitida a la estructura por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de variables

tales como: la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.) y el envejecimiento. Adicionalmente, estos sistemas requieren de mayor mantenimiento y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al de diseño.

2.6.2.1. Aisladores Friccionales

Los apoyos deslizantes planos, son los aisladores deslizantes más simples, consisten básicamente en dos superficies, una adherida a la superestructura y la otra a la subestructura. Poseen un bajo coeficiente de fricción, para permitir los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales. Generalmente, llevan una capa de material elastomérico que facilita el movimiento del deslizador en caso de sismos. Por lo general, las superficies deslizantes son de acero inoxidable pulida espejo, y de un material polimérico de baja fricción (Corporación de Desarrollo Tecnológico-Chile, 2012).

Su principal ventaja de estos dispositivos es el costo y que prácticamente no tienen limitación en la carga vertical que puede transmitir (Villareal Castro & Oviedo Sarmiento, 2009). Entre los inconvenientes tenemos que no tienen ninguna fuerza efectiva de recuperación, estas fuerzas pueden introducirse combinando este tipo de dispositivo con los elastoméricos. Además de la complicada modelación de la fricción a lo largo del tiempo y en función de la velocidad de deslizamiento.

La Figura 2.16 muestra un esquema de un apoyo deslizante plano. La combinación de estos sistemas con aisladores elastoméricos o con núcleo de plomo permite, en general, ahorros de costos del sistema de aislación (Corporación de Desarrollo Tecnológico-Chile, 2012).

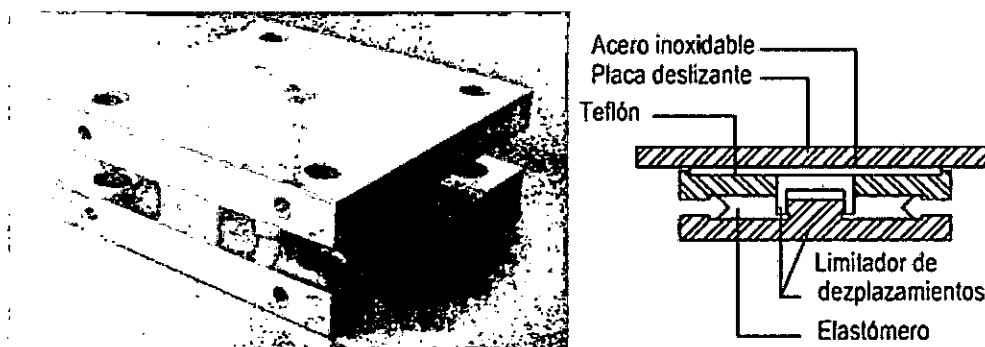


Figura 2.16 Aislador friccional.
Fuente: Lema Toapanta, (2013).

2.6.2.2. Aisladores Péndulo Friccional (FPS)

Dentro de los aisladores deslizantes uno de los representantes más conocidos de esta clase es el sistema de péndulo friccional FPS (Frictional Pendulum System). El aislador FPS consiste de un deslizador articulado conectado a la superestructura que se mueve sobre una superficie esférica cóncava de acero inoxidable como se muestra en la Figura 2.17 (Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008).

Las características de estos apoyos son (Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008):

- La superficie deslizante esférica cóncava es de acero inoxidable pulido.
- El deslizador articulado, está revestido con un fluoropolímero que tiene un bajo coeficiente de fricción (aproximadamente 5 a 7%) y es de alta resistencia lo que le permite trabajar con presiones cercanas a 500 kg/cm^2 .
- Los apoyos están sellados para evitar la contaminación de la interfaz de deslizamiento.

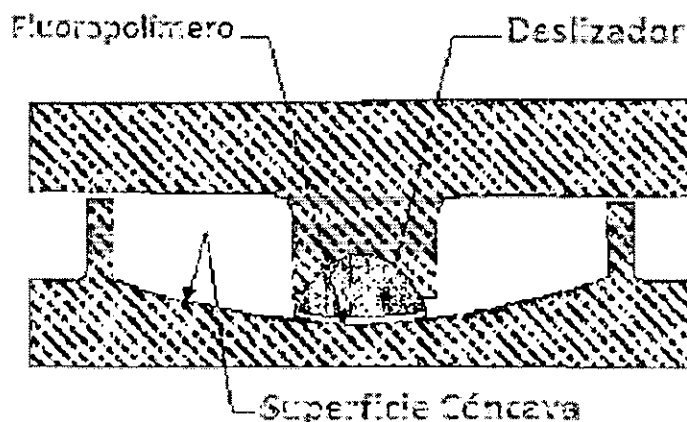


Figura 2.17 Componente del FPS
Fuente: Artículo de Estructuras, (2009).

Este dispositivo, trabaja limitando la transferencia de corte a lo largo de la superficie de aislación, cuanto menor sea el coeficiente de fricción menor será el corte transmitido. Para proveer una adecuada resistencia a las cargas del viento, y evitar movimientos innecesarios bajo pequeños sismos u otras perturbaciones, se necesita un valor adecuadamente alto del coeficiente de fricción (Bassotti, 2004).

El aislador FPS, proporciona una rigidez relativa al desplazamiento lateral directamente proporcional al peso de la estructura e inversamente proporcional al radio de curvatura. Una de las propiedades de interés de este dispositivo es su capacidad de proporcionar períodos y desplazamientos largos, manteniendo su capacidad portante de utilidad ante la presencia de terremotos caracterizados por la presencia de pulsos largos (Villareal Castro & Oviedo Sarmiento, 2009).

El aislador FPS es activado sólo cuando la fuerza de corte sobre la interfaz de aislación debida a las fuerzas sísmicas, supera la fuerza de fricción estática. Una vez en movimiento, el cursor articulado (deslizador) se mueve a lo largo de la superficie esférica cóncava, causando la elevación de la masa soportada con movimientos equivalentes a los de un péndulo simple (Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008).

Este sistema de aislamiento combina el efecto de deslizamiento con una fuerza restitutiva generada por las cargas de gravedad y la geometría. El movimiento producido en la base debido al sismo producirá un desplazamiento en el deslizador, el cual disipará energía por fricción. Debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento, la fuerza vertical tendrá un componente tangencial que impulsará a centrar el sistema. Esta última fuerza es la fuerza de restauración del sistema (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

En base a lo indicado, en el párrafo anterior se tienen dos fases en un sistema FPS, la primera denominada de agripamiento en que el deslizador no se mueve y la segunda que corresponde al deslizador en movimiento.

Típicamente un aislador FPS puede proveer un periodo de vibración dinámico de 2 a 5 segundos y una capacidad de desplazamiento superior a 1m. Un aspecto muy importante de los FPS es que el período de la estructura es independiente de la masa de la estructura soportada, lo cual es una gran ventaja sobre los aisladores de tipo elastomérico, ya que menos factores son involucrados en la selección del aislador (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012).

Es así que en los aisladores elastoméricos, para incrementar el periodo de un aislador sin variar las dimensiones en planta, uno tiene que incrementar la altura del aislador, la cual está limitada por requerimientos de estabilidad. Para los FPS, uno puede variar el

periodo simplemente cambiando el radio de la superficie cóncava, en tal virtud el tamaño del aislador será principalmente controlado por el máximo desplazamiento de diseño.

Otra ventaja del FPS es que tiene una muy alta capacidad de carga vertical, unos 130000 KN, una capacidad muy superior a la de los aisladores elastoméricos, que alcanzan valores de 15000 KN (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012).

El sistema FPS hace que la estructura aislada se comporte como una estructura con base fija cuando las cargas laterales en la estructura son menores que la fuerza de fricción. Una vez que las cargas laterales exceden esta fuerza de fricción, como en el caso de excitaciones debidas a acciones sísmicas, el sistema responderá en su periodo de aislamiento.

El coeficiente de fricción dinámica puede variar en un rango de 4 a 20% para permitir diferentes niveles de resistencia lateral y de disipación de energía (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012).

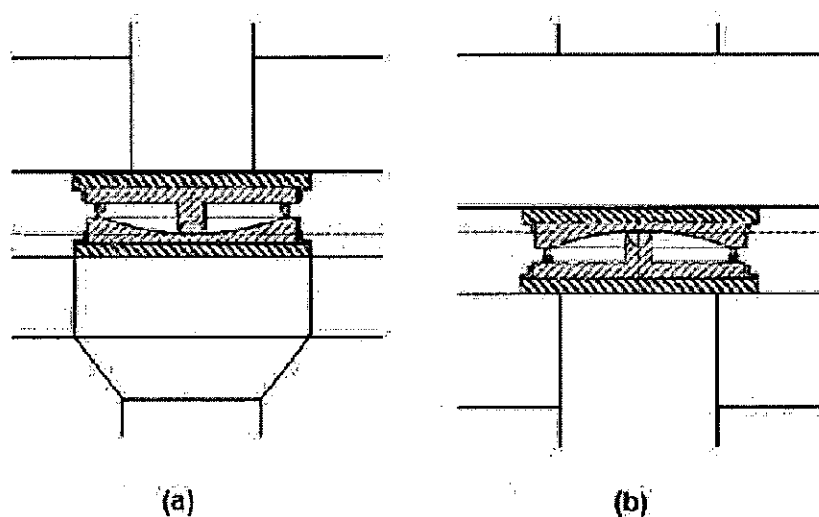


Figura 2.18 Diferentes perspectivas de la ubicación del aislador tipo FPS
Fuente: Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, (2012).

Comportamiento del FPS

En la Figura 2.19 se muestra el mecanismo de funcionamiento del FPS. Se muestra que para iniciar el movimiento se necesita una fuerza del valor de F .

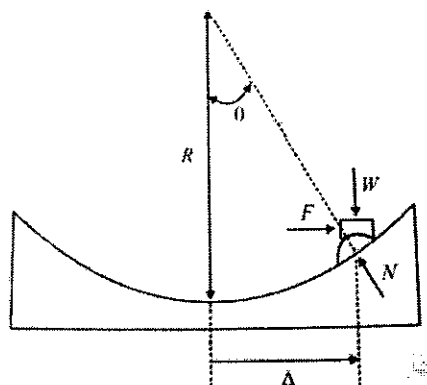


Figura 2.19 Mecanismo del FPS

Fuente: Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, (2012).

Por equilibrio se obtiene:

$$F = N \sin(\theta) \qquad W = N \cos(\theta)$$

Sustituyendo la segunda ecuación en la primera se obtiene que:

$$F = W \tan(\theta)$$

De la geometría se obtiene que:

$$\tan(\theta) = \Delta/R$$

Reemplazando lo último en F se tiene:

$$F = W \Delta / R \qquad \text{Ecuación 2.1}$$

Rigidez Lateral

En el sistema FPS la rigidez lateral de la $F=W\Delta/R$

Ecuación 2.1 se puede igualar a:

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{W}{R} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Periodo natural de la estructura aislada con el sistema de péndulo friccional

El periodo natural de una estructura aislada con el sistema FPS depende sólo del radio de curvatura R y no de la masa de la superestructura, permitiendo considerarse como una ventaja respecto a los aisladores elastoméricos si se tiene edificaciones muy pesadas (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

2.6.2.3. Sistema de Péndulo de Fricción de Doble Curvatura

A diferencia del FPS, este sistema presenta dos superficies cóncavas en las que el deslizador superior e inferior podrá moverse, permitiendo que el desplazamiento máximo del aislador sea mayor al del sistema FPS. En la Figura 2.20 se puede observar los componentes de este sistema de aislación

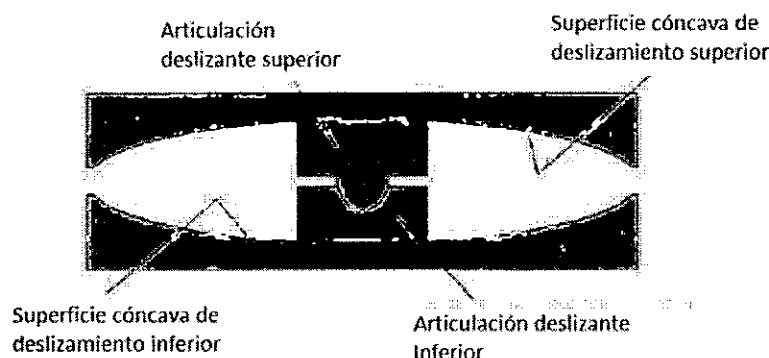


Figura 2.20 Componentes del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura
Fuente: Meza Blandón y Sánchez García, (2010).

Comportamiento del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura

Cuando el aislador se desplaza D , la fuerza que se genera es:

$$F = \frac{W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} D \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Y la fuerza de fricción está dada por:

$$F = \frac{\mu(R_1 - h_1)W + \mu(R_2 - h_2)W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} D$$

Ecuación 2.5

μ = Coeficiente de fricción entre las superficies y el deslizador.

R_1, R_2, h_1, h_2 se observan en la Figura 2.21.

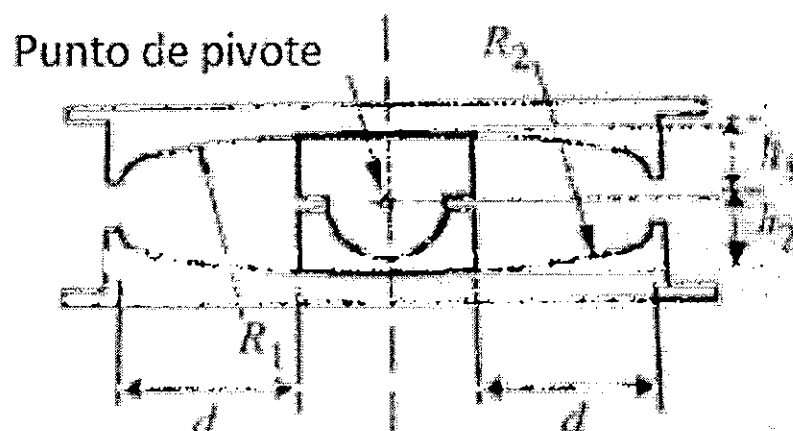


Figura 2.21 Dimensiones para el análisis del sistema de péndulo de fricción de doble curvatura.

Fuente: Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, (2012).

2.7. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL USO DE AISLACIÓN SÍSMICA

No en todas las estructuras se puede colocar aisladores de base. En efecto si la estructura sin aisladores es muy flexible no es adecuado colocar aisladores. Por lo dicho, no en todos los lugares se puede construir estructuras con aisladores de base ya que depende de la forma del espectro de diseño y del tipo de suelo.

2.7.1. Altura del Edificio

Los sistemas aislados logran conseguir su éxito al alejar el periodo de la estructura convencional y llevarlo al periodo de la estructura aislada, entre más diferencia exista el aislamiento será mayor. Las estructuras que más se benefician de los sistemas aislados son aquellos que son muy rígidos y no muy altas.

En general los aisladores se usan en aquellas estructuras menores de 10 niveles por el hecho de que estas estructuras tienen menores periodos de vibración, en consecuencia los

aisladores cumplirán eficientemente la función de incrementar dicho periodo; si estos dispositivos se usan en estructuras de varios niveles las mismas que presentan periodos de vibración altos, el efecto de los aisladores sobre estas no sería muy provechoso (Meza Blandón & Sanchez García, 2010).

2.7.2. Tipo de Suelo

Una restricción que se considera importante abarcar al principio es que no se aconseja el uso de sistemas aislados en suelos tipo IV o peores, esto se debe a que los suelos con estas características pueden filtrar las altas frecuencias generadas por el sismo y generar frecuencias que produzcan periodos largos como sucedió en la ciudad de México en 1985. En este caso, las estructuras flexibles fueron las que sufrieron daño severo y colapso, hablamos de edificios de más de 15 niveles, mientras que los edificios como iglesias y otros que inclusive eran de época colonial no sufrieron daños tan severos. Esto se debió a que el periodo largo del suelo amplificó de manera indeseable los desplazamientos de las estructuras ya flexibles (Meza Blandón & Sanchez García, 2010).

En Figura 2.22, la línea roja representa la respuesta del suelo suave y la línea azul la respuesta del suelo firme, aquí se aprecia de manera gráfica lo que habíamos mencionado anteriormente, las estructuras flexibles estarían sometidas a mayores fuerzas cortantes en el caso de suelos suaves.

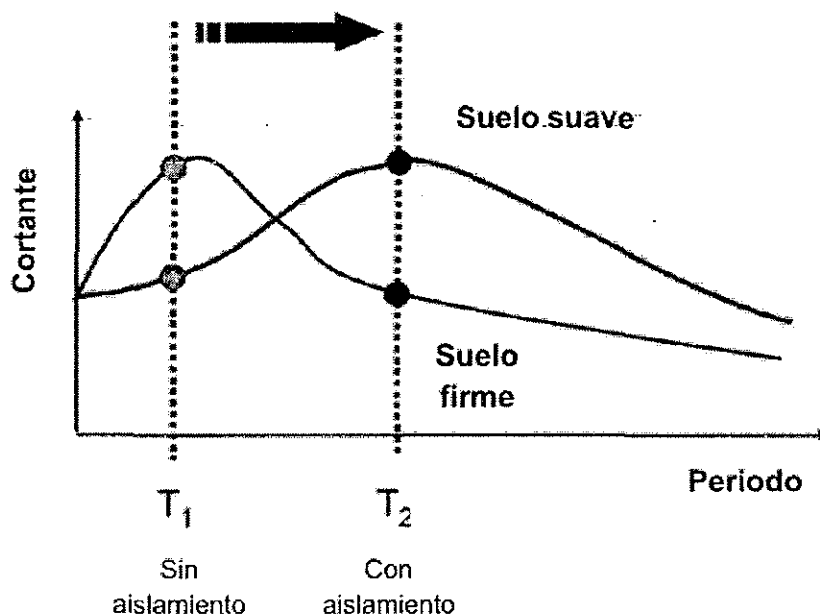


Figura 2.22 Respuesta de estructuras aisladas en suelo firme y suelo suave
Fuente: Meza Blandón y Sánchez García, (2010).

CAPITULO III: TEORÍA DE LA AISLACIÓN SÍSMICA

3.1. INTRODUCCION

A continuación se mostrara una introducción a la dinámica estructural de edificios con aisladores sísmicos que está especificado en la tesis de Meza Blandón & Sanchez García, 2010.

Según los estudios realizados por Molinares y Barbad (BOZZO, 1996), la teoría lineal de aislación basal (NAEIM y KELLY, 1999) se puede utilizar como una herramienta efectiva al momento de analizar edificios con aisladores sísmicos, sobre todo en etapas de prediseño, debido a los supuestos que considera y que simplifican el problema. Entonces, para efectos de validar esta teoría lineal mediante el uso de un procedimiento simplificado, se considera el estudio de un modelo de un edificio de un piso con aisladores sísmicos de comportamiento lineal y no lineal. La idea es obtener la respuesta del sistema en tiempo discreto ante una sollicitación sísmica. Por lo anterior, en esta sección se presentan las ecuaciones a solucionar que representan a la teoría lineal de aislación basal.

3.2. TEORÍA LINEAL

La teoría lineal del aislamiento de base ha sido explicada en detalle por Naeim y Kelly quienes han sido de los personajes más representativos en el desarrollo de la teoría en torno a este tema; sin embargo otros autores han contribuido también significativamente, a simplificar de cierta manera la teoría desarrollada por estos. En este capítulo se presentara la teoría que ha sido desarrollada en torno a este tema.

Para el desarrollo de las bases de la teoría se analizara un edificio de un nivel del cual se pueden tomar dos idealizaciones: Figura

- La primera idealización es suponer un cuerpo rígido con una masa “ m ” sobre un sistema de aislamiento, este sistema tiene una rigidez “ k_b ” y un amortiguamiento “ c_b ” Figura 3.1.
- La segunda idealización que podemos hacer es la de un sistema de 2 masas, una masa “ m ” localizada en el primer piso de la estructura y una masa “ m_b ” localizada en la base del edificio. La superestructura tiene una rigidez “ k_s ” y un

amortiguamiento " c_s " el sistema de aislamiento tiene una rigidez " k_b " y un amortiguamiento " c_b " Figura 3.2.

Se ha escogido la primera idealización ya que la laboriosidad matemática y el aspecto físico del fenómeno es más simple. James Kelly y Farzard Naeim en el libro "*Design of seismic isolated structures from theory to practice*" desarrollan la teoría en base a la segunda idealización.

Se trabajara en la teoría que ha sido desarrollado alrededor del sistema mostrado en la Figura 3.1, como se había mencionado anteriormente el sistema se idealiza como masa rígida unida al sistema de aislamiento.

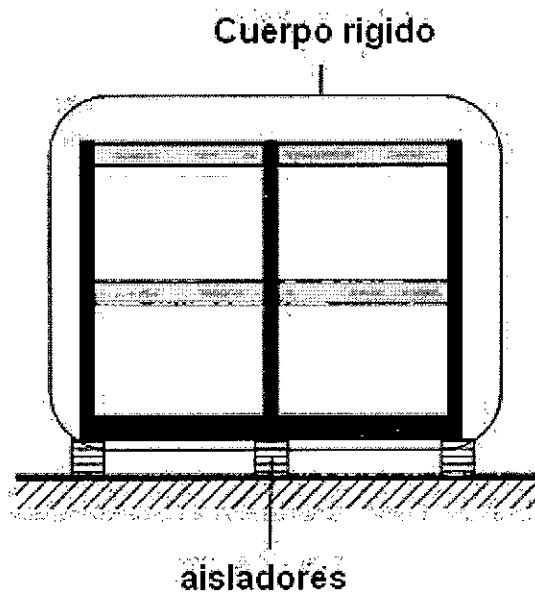


Figura 3.1 Cuerpo rígido y Aisladores
Fuente: Meza Blandón y Sánchez García, (2010).

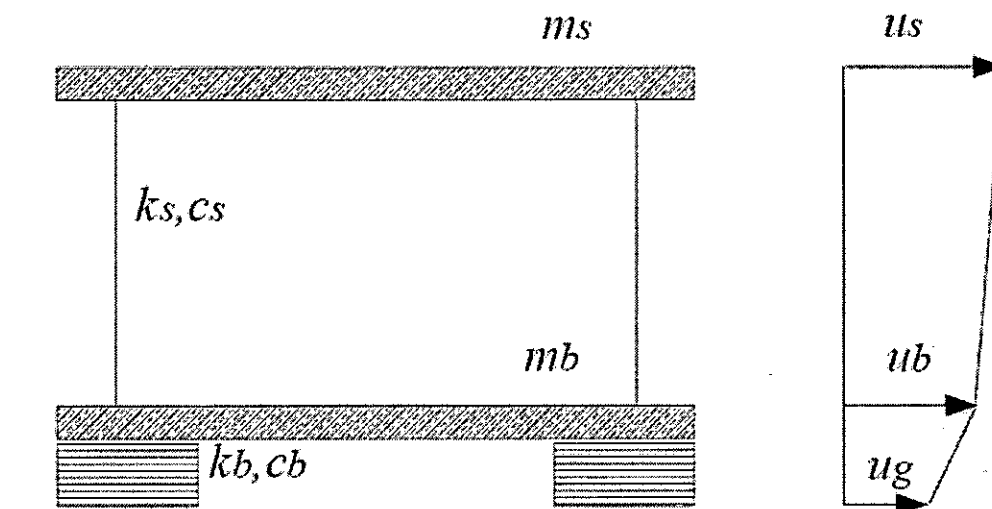


Figura 3.2 Esquema de un sistema con aislamiento basal de dos grados de libertad.
Fuente: Meza Blandón y Sánchez García, (2010).

A la vez esto lo podemos idealizar como un sistema de masa resorte como el mostrado en la Figura 2. 3 esta representación es más familiar y simple de resolver desde el punto de vista matemático, cabe mencionar y recalcar que esta aproximación es válida y puede ser considerada exacta solamente para los casos donde el periodo de la estructura empotrada es mucho menor que el periodo de la estructura aislada.

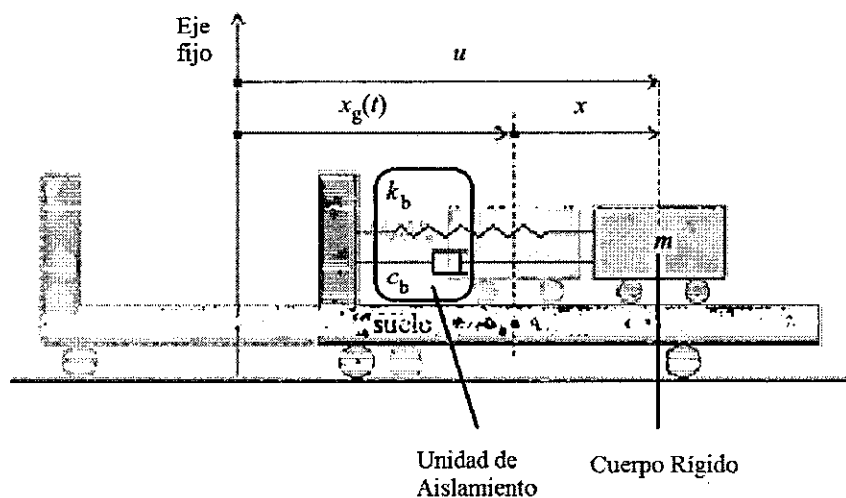


Figura 3.3 Sistema idealizado como masa rígida y resorte con amortiguador.
Fuente: Muñoz Pelaez, (2010).

La ecuación que describe el movimiento de este sistema basado en las condiciones de equilibrio es:

$$m\ddot{u} + c_b(\dot{u} - \dot{x}_g) + k_b(u - x_g) = 0 \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Para simplificar aún más esta ecuación introducimos el desplazamiento relativo.



$$x = u - x_g$$

$$x = u - x_g$$

La frecuencia angular de donde se despeja k_b :

$$\omega_b = \sqrt{k_b/m} \quad k_b = \omega_b^2 \cdot m$$

Y un coeficiente de amortiguamiento de donde se despeja c_b :

$$\beta_b = c_b/2\omega_b m \quad c_b = 2\beta_b \omega_b m$$

$$+cbu-xg+kbu-xg=0$$

Ecuación 3.1 encontramos que tiene una forma muy familiar, es la misma de ecuación del movimiento para un sistema que se somete a movimiento del terreno.

$$m\ddot{x} + c_b\dot{x} + k_b x = -m\ddot{x}_g \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Como podemos ver, esto es una ecuación diferencial no homogénea de segundo orden para resolver esta ecuación dividimos entre “m”.

$$\ddot{x} + 2\beta_b \omega_b \dot{x} + \omega_b^2 x = -\ddot{x}_g \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Aplicando el método de variación de parámetro para resolver esta ecuación diferencial vamos a encontrar en el desarrollo de la ecuación el componente de la frecuencia amortiguada representado por $\bar{\omega}_b = \omega_b \sqrt{1 - \beta_b^2}$, la solución general de la ecuación es:

$$x(t) = C_1(t)e^{-\beta_b \omega_b t} \sin(\bar{\omega}_b t) + C_2(t)e^{-\beta_b \omega_b t} \cos(\bar{\omega}_b t) \quad \text{Ecuación 3.4}$$

$C_1(t)$ y $C_2(t)$ son seleccionadas a propósito para que cumplan las siguientes condiciones:

$$\dot{C}_1(t)e^{-\beta_b \omega_b t} \sin(\bar{\omega}_b t) + \dot{C}_2(t)e^{-\beta_b \omega_b t} \cos(\bar{\omega}_b t) = 0 \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$=C_1 t e^{-\beta_b \omega_b t} \sin(\omega_b t) + C_2 t e^{-\beta_b \omega_b t} \cos(\omega_b t)$ **Ecuación 3.4** resultado la siguiente relación entre $\dot{C}_1(t)$ y $\dot{C}_2(t)$:

$$\dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t}(\bar{\omega}_b \cos(\bar{\omega}_b t) - \beta_b\omega_b \sin(\bar{\omega}_b t))$$

$$-\dot{C}_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t}(\bar{\omega}_b \sin(\bar{\omega}_b t) + \beta_b\omega_b \cos(\bar{\omega}_b t)) = -\ddot{x}_g(t) \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$C_1t - \beta_b\omega_b t \sin(\omega_b t) + C_2t - \beta_b\omega_b t \cos(\omega_b t) = 0 \quad \text{Ecuación 3.5} \quad y$$

$$-\dot{C}_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t}(\bar{\omega}_b \sin(\bar{\omega}_b t) + \beta_b\omega_b \cos(\bar{\omega}_b t)) = -\ddot{x}_g(t) \quad \text{Ecuación 3.6 obtenemos}$$

los valores de los coeficientes $\dot{C}_1(t)$ y $\dot{C}_2(t)$:

$$\dot{C}_1(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \ddot{x}_g(t) e^{\beta_b\omega_b t} \cos(\bar{\omega}_b t) \quad \text{Ecuación 3.7}$$

$$\dot{C}_2(t) = \frac{1}{\bar{\omega}_b} \ddot{x}_g(t) e^{\beta_b\omega_b t} \sin(\bar{\omega}_b t) \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$$C_1t = -1\omega_b x_g t e^{\beta_b\omega_b t} \cos(\omega_b t) \quad \text{Ecuación 3.7} \quad y$$

$$C_2t = 1\omega_b x_g t e^{\beta_b\omega_b t} \sin(\omega_b t) \quad \text{Ecuación 3.8 obtenemos } C_1t \text{ y } C_2t.$$

$$C_1(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \cos(\bar{\omega}_b \tau) + C_1 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

$$C_2(t) = \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \sin(\bar{\omega}_b \tau) + C_2 \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Aquí C_1 y C_2 son constantes independientes del tiempo; si sustituimos los valores C_1t y C_2t en la $x(t) = C_1t e^{-\beta_b\omega_b t} \sin(\omega_b t) + C_2t e^{-\beta_b\omega_b t} \cos(\omega_b t)$ Ecuación 3.4, el movimiento de la estructura aislada sísmicamente puede ser expresada en términos de la integral de Duhamel, aquí se presenta la solución completa de la $x + 2\beta_b\omega_b \dot{x} + \omega_b^2 x = -\ddot{x}_g$

Ecuación 3.3.

$$x(t) = e^{-\beta_b\omega_b t} (C_1 \sin(\bar{\omega}_b t) + C_2 \cos(\bar{\omega}_b t))$$

$$-\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \sin(\bar{\omega}_b (t - \tau)) d\tau \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Debido a que no hay movimiento inicial y la velocidad de la estructura al comienzo $C_1 = C_2 = 0$ de esta manera la $-1\omega_b t x_g t e^{\beta_b\omega_b t} \sin(\omega_b (t - \tau)) d\tau$ Ecuación 3.11 se simplifica y solo queda expresada en función de la integral de Duhamel.

$$x(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b \omega_b \tau} \sin(\bar{\omega}_b(t - \tau)) d\tau \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Hacemos la suposición de que el sistema no usa sistemas de amortiguamiento; para la mayoría de los sistemas aislados que no usan sistemas de amortiguamiento el coeficiente de amortiguamiento normalmente no excede el 20% del amortiguamiento crítico. Por lo tanto los efectos de $\sqrt{1 - \beta_b^2}$ podemos decir que son despreciables, dicho esto podemos

$$= -1\omega_b 0txgre\beta b\omega_b \tau \sin(\omega_b(t - \tau)) d\tau \quad \text{Ecuación 3.12.}$$

$$x(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b \omega_b \tau} \sin(\omega_b(t - \tau)) d\tau \quad \text{Ecuación 3.13}$$

$= -1\omega_b 0txgre\beta b\omega_b \tau \sin(\omega_b(t - \tau)) d\tau$ Ecuación 3.13 se define como la pseudo velocidad y está representado por la siguiente ecuación.

$$S_V = \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b \omega_b \tau} \sin(\omega_b(t - \tau)) d\tau \right|_{max} \quad \text{Ecuación 3.14}$$



El desplazamiento espectral, S_D , se relaciona con la pseudo velocidad a través de la frecuencia natural y lo podemos ver a través de la siguiente ecuación.

$$S_V = \omega_b S_D \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Bajo la misma suposición de que el sistema tiene un coeficiente de amortiguamiento, β_b , menor que 20% del amortiguamiento crítico, se puede establecer una relación entre la pseudo aceleración, S_A , y el desplazamiento espectral, S_D , pueden ser representados por la siguiente ecuación.

$$S_A = \omega_b^2 S_D \quad \text{Ecuación 3.16}$$

El desplazamiento del terreno, $\ddot{x}_g(t)$, es un dato conocido. Por lo tanto S_D , S_V y S_A son funciones de la frecuencia angular ω_b y el coeficiente de amortiguamiento, β_b de las estructuras sísmicamente aisladas.

Para efectuar la demostración con múltiples grados de libertad el procedimiento es similar, pero se trabaja con matrices. Sin embargo no lo describiremos en esta investigación dado que el objetivo no está centrado en buscar teorías matemáticas acerca del comportamiento de los aisladores, sino en demostrar mediante modelación que las estructuras aisladas cumplen mejor desempeño que las convencionales.

CAPITULO IV: CARACTERISTICAS DE LOS AISLADORES

4.1. INTRODUCCION

Cuando efectuamos el análisis dinámico de los aisladores, asumimos que dichos aisladores cumplen en lo más estricto un comportamiento lineal. Es así que las ecuaciones de movimiento desarrolladas en el capítulo anterior, están definidas bajo la suposición de una rigidez y amortiguamiento efectivo en el sistema de aislamiento. Así también se supone la rigidez lineal de la estructura soportada por los aisladores.

Si las condiciones anteriores se cumplen podemos encontrar una relación lineal ante una fuerza sísmica que afecte el sistema. Sin embargo, en la mayoría de los casos encontramos condiciones tales como; configuraciones estructurales complejas, suelo muy suave y/o cercanía a fallas activas. Todos estos factores impiden que un análisis lineal represente con precisión el desempeño de la estructura.

Para superar estas limitaciones del análisis lineal se ha incorporado las propiedades mecánicas de los aisladores en el procedimiento analítico lo cual nos lleva a un análisis no lineal.

La no linealidad en la estructura proviene de dos fuentes (Meza Blandón & Sanchez García, 2010):

- Deformación inelástica de la superestructura
- Altas deformaciones en el sistema de aislamiento

Sin embargo debido a que la superestructura es mucho más rígida que el sistema de aislamiento, las deformaciones se dan principalmente en el sistema de aislamiento, y podemos decir que la superestructura tendrá una respuesta lineal. Con esta suposición, en la práctica de diseño solo se consideran las propiedades no lineales de los aisladores las cuales representan de manera bastante precisa el comportamiento de la estructura aislada.

Con el fin de hacer un uso seguro de los aisladores, han sido investigadas ampliamente las propiedades mecánicas de diferentes tipos de aisladores. Para poder representar el comportamiento histerético y viscoelástico de estos mismos, se han elaborado varios tipos de modelos matemáticos; entre todos los modelos propuestos, el modelo bilineal es el más aceptado para la investigación y el diseño, ya que su simplicidad caracteriza las

propiedades mecánicas de los aisladores adecuadamente y es válido tanto para aisladores elastoméricos como para aisladores de fricción.

La determinación de un modelo bilineal se inicia definiendo tres parámetros básicos, según las propiedades de cada tipo de aislador. Cabe resaltar que se ocupan ecuaciones específicas para calcular cada uno de los parámetros básicos.

Otras propiedades del aislador tales como amortiguamiento efectivo y rigidez vertical son también introducidas para el desarrollo del modelo del aislador.

4.2. PARÁMETROS DEL MODELO BILINEAL

El modelo bilineal, usado para expresar la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral, puede definirse por tres parámetros los cuales podemos identificar también en la Figura 4.1 (Cheng, Jiang, & Lou, 2008).

- Rigidez Elástica k_e .
- Rigidez Post fluencia k_p .
- Fuerza Característica o capacidad de cargas de gravedad Q .

Estos tres parámetros reflejan adecuadamente las características mecánicas de los aisladores y suministran una estimación satisfactoria del comportamiento no lineal de un aislador.

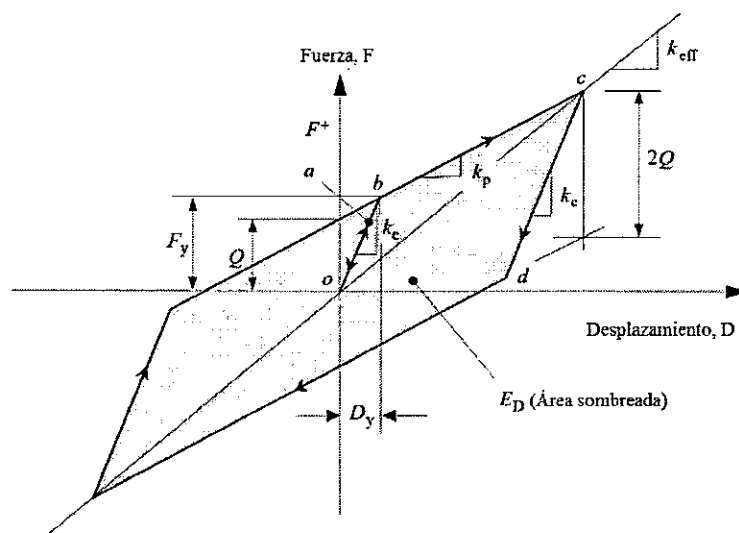


Figura 4.1 Modelo bilineal de una unidad de aislamiento.

Fuente: Cheng, Jiang, & Lou, (2008).

La Figura 4.1 muestra un modelo bilineal idealizada sobre la base de datos de prueba. Cuando una fuerza cortante se comienza a aplicar al aislador, se da una relación lineal entre el cortante y el desplazamiento lateral, expresada por \overline{oa} . Una vez que el cortante llega al punto **b** comienza la fluencia en el aislador, más allá del punto **b** se dan grandes desplazamientos con pequeños incrementos en el cortante, su rigidez está definida como Rigidez post fluencia k_p . Si la descarga inicia en el punto **c**, la trayectoria de descarga no sigue la trayectoria anterior. En su lugar sigue la trayectoria \overline{cd} con la misma rigidez inicial de la línea \overline{oa} . El valor de cortante de \overline{cd} es igual a $2F_y$, donde F_y es la fuerza de fluencia. Más allá del punto **d**, la trayectoria de descarga es paralela a \overline{bc} con la misma magnitud de k_p .

La *rigidez efectiva* k_{eff} , en la región de post fluencia puede ser expresada en términos de la rigidez post fluencia k_p y la fuerza característica Q con el correspondiente desplazamiento lateral D de esta manera tenemos.

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

El *desplazamiento de fluencia* D_y , se utiliza convenientemente en algunos programas de computadoras para definir el modelo bilineal, también se deriva de k_p , k_e y Q .

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

La *fuerza de fluencia* F_y , en el desplazamiento de fluencia D_y se determina a través de la siguiente ecuación.

$$F_y = Q + k_p D_y \quad \text{Ecuación 4.3}$$

El *amortiguamiento efectivo* β_{eff} se define como.

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D^2} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Donde E_D es la energía disipada por ciclo como se muestra en la Figura 4.1. E_D es considerada como el área del ciclo de histéresis, limitada por el desplazamiento lateral $-D$ y $+D$ en cada ciclo. Así, $E_D = 4Q(D - D_y)$.

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D-D_y)}{2\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q(D-D_y)}{\pi k_{eff} D^2} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

En la práctica de diseño, la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo son determinados con el desplazamiento de diseño, D_D , y en el desplazamiento máximo, D_M .

4.3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS PRINCIPALES AISLADORES SÍSMICOS

4.3.1. Aisladores Elastoméricos de Bajo Amortiguamiento (LRD)

Las características mecánicas de los aisladores elastoméricos con refuerzo de acero en láminas han sido estudiadas por décadas. Existen predicciones simples basadas en la teoría elástica que han sido desarrolladas por muchos investigadores, y posteriormente verificadas por laboratorios de prueba y más recientemente por el análisis de método de elementos finitos.

Capacidad de cargas de gravedad de los LRD

Cuando el aislador se desplaza una distancia X_H con respecto a su base, la intersección entre la sección transversal de la base y la zona superior es la que se considera para hallar la capacidad vertical máxima de cada aislador (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

$$W_{MAX} = A' \cdot G_r \cdot S \cdot \gamma_w \quad \text{Ecuación 4.6}$$

A' = Zona de superposición del área de la base quieta y la parte superior desplazada. (Figura 4.2).

G_r = Módulo de corte del caucho: 0.5-1.0 MPa.

S = Factor de forma de cada capa de caucho igual al área cargada entre el área libre de carga del soporte.

γ_w = Es la deformación por corte admisible bajo cargas de gravedad.

El esfuerzo cortante desarrollado entre la interfase del acero y el caucho es:

$$\tau_s = \frac{W}{6 \cdot A' \cdot S} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

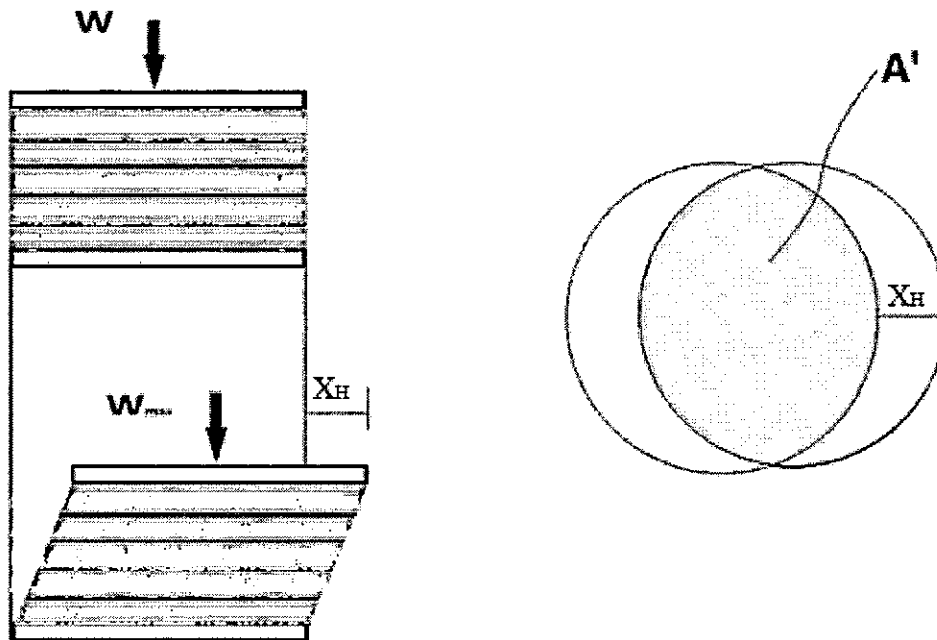


Figura 4.2 Zona de superposición entre la zona fija y la zona desplazada una distancia X_H del aislador.

Fuente: Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaringa Huamaní, (2012).

El factor de forma S para soportes cilíndricos de diámetro D o rectangulares de lados $b \times d$ y capas de caucho de espesor t_r son respectivamente dependientes de las zonas con carga (CC) o sin carga (SC) (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaringa Huamaní, 2012):

$$S = \frac{\text{Area CC}}{\text{Area SC}} = \frac{(\pi D^2)/4}{\pi D t_r} = \frac{D}{4 t_r} \quad \text{Ecuación 4.8}$$

$$S = \frac{\text{Area CC}}{\text{Area SC}} = \frac{bd}{2 t_r (b+d)} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

El coeficiente γ_w se estima como una proporción de ε_v (deformación en tensión pura del ensayo a corto plazo del caucho).

$$\gamma_w \approx 0.2 \varepsilon_v$$

$$\gamma_w \approx 0.4 \varepsilon_v \text{ Para el sismo de diseño.}$$

$$\gamma_w \approx 0.6 \varepsilon_v \text{ Para el sismo máximo posible.}$$

Rigidez lateral u horizontal del LRD

Es la característica mecánica más importante de estos aisladores está representada por k_H . Se puede aproximar a (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012):

$$k_H = \frac{G_r \cdot A_r}{h_r} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

Donde:

G_r = Módulo de corte del caucho.

A_r = Área de la sección transversal completa del caucho.

h_r = Altura total del caucho.

Rigidez vertical del LRD

La rigidez vertical se encuentra a través de la teoría elástica y es un parámetro que se necesita para el diseño del aislador, muchas veces es mayor a la rigidez horizontal (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

La frecuencia vertical de una estructura aislada, es un importante criterio de diseño, está controlado por la rigidez vertical del aislador que comprime el sistema. Para poder predecir la frecuencia vertical, el diseñador necesita solamente calcular la rigidez vertical del aislador bajo una carga muerta especificada, un análisis lineal es lo suficientemente preciso para este tipo de cálculo.

La respuesta inicial de un aislador bajo carga vertical generalmente es no lineal y depende de varios factores. Normalmente, los aisladores tienen un sustancial abultamiento antes de que la rigidez vertical completa se desarrolle. Este abultamiento, está fuertemente influenciado por la alineación de las placas de acero y otros aspectos de la mano de obra en el proceso de moldado. No se puede predecir por análisis pero en general es de poca importancia para predecir la respuesta vertical del aislador.

La rigidez vertical de un aislador de caucho está dado por la fórmula (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012):

$$k_v = \frac{E_c A_r}{t_r} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

Donde:

A_r = Área de la sección transversal completa del caucho.

h_r = Altura total del caucho.

E_c = Modulo de compresión instantánea del compuesto de caucho-acero bajo el nivel específico de carga vertical.

El valor de E_c para una sola capa de caucho esta controlado por el factor deforma

$$Area\ CC Area\ SC = (\pi D^2) 4\pi D t r = D 4 t r \quad \text{Ecuación 4.8 y } S = Area$$

$$CC Area\ SC = b d 2 t r (b + d) \quad \text{Ecuación 4.9.}$$

Para un cojín con forma circular el módulo de compresión E_c está dado por:

$$E_c = 6GS^2 \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Cuando el factor de forma del cojín es mayor de 10, el efecto de la compresibilidad en el caucho se vuelve importante. La compresibilidad puede ser incorporada a través de la siguiente ecuación.

$$E_c = \frac{6GS^2 K_r}{6GS^2 + K_r} \quad \text{Ecuación 4.13}$$

$$\text{Reemplazando la } EC = \frac{6GS^2 K_r}{6GS^2 + K_r} \quad \text{Ecuación 4.13 en la } kv =$$

$$\frac{E_c A_r}{t_r} \quad \text{Ecuación 4.11 obtenemos:}$$

$$k_v = \left(\frac{6GS^2 K_r}{6GS^2 + K_r} \right) \frac{A_r}{t_r} \quad \text{Ecuación 4.14}$$

Esta ecuación también la podemos definir como la suma de la rigidez vertical debida a la deformación por corte del caucho sin cambio de volumen k_{vy} y a la rigidez vertical que causa el cambio de volumen con producirse deformaciones por corte k_{vV} .

$$k_v = \frac{k_{vy} \cdot k_{vV}}{k_{vy} + k_{vV}} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Donde:

$$k_{vy} = 6 \cdot \frac{G_r \cdot S^2 \cdot A_r}{h_r}$$

$$k_{vV} = \frac{K_r \cdot A_r}{h_r}$$

K_r : Es el módulo de compresión del caucho, de aproximadamente 2000 MPa para un caucho típico.

$$k_v = \left(\frac{f_v}{f_h} \right)^2 k_H \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde:

k_H = Rigidez horizontal.

f_v = Frecuencia vertical.

f_h = Frecuencia horizontal.

Desplazamiento lateral admisible en el LRD

El máximo desplazamiento horizontal D estar directamente relacionado con la máxima deformación unitaria por cortante sísmica γ_s se puede calcular como (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012):

$$D = h_r \cdot \gamma_s \quad \text{Ecuación 2.7}$$

4.3.2. Aisladores Elastoméricos con Núcleo de Plomo (LRB)

Capacidad de cargas de gravedad de los LRB

La fuerza característica “Q” de los aisladores con núcleo de plomo es controlada principalmente por la fuerza cortante del núcleo de plomo. El cortante de fluencia ocurre en el núcleo de plomo a bajos niveles de esfuerzo cortante. Sin embargo, el comportamiento histerético del aislador es bastante estable inclusive cuando éste es sometido a muchos ciclos de carga.

La capacidad de carga Q de un aislador sin deformación lateral se puede calcular como (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012):

$$Q = A_p \tau_p \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Donde:

A_p = Área de plomo.

τ_p = Esfuerzo de fluencia del plomo.

Rigidez lateral del LRB

Para obtener un modelo razonable del comportamiento del LRB se considerará la rigidez elástica (k_e), la rigidez post-fluencia (k_p), y la fuerza de fluencia F_y (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

La rigidez post fluencia “ k_p ” puede describirse a través de la siguiente ecuación:

$$k_p = \frac{G_r \cdot A_r}{h_r} f_L \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Donde:

G_r = Módulo de corte del caucho (se determina a través de pruebas dinámicas de cortante).

A_r = Área de la sección transversal completa del caucho.

h_r = Altura total del caucho.

f_L = 1.15 o 1.5

$$\text{La } k_p = \frac{G_r \cdot A_r}{h_r} f_L \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Error! No se encuentra el origen de la referencia. de la rigidez post-fluencia del LRB es muy parecida a la del LRD; pero como contiene un núcleo se multiplica por un factor f_L .

La rigidez elástica “ k_e ” no es fácil de calcular pero a través de la siguiente ecuación empírica se puede obtener un valor que es aceptable, la rigidez elástica es x veces la rigidez postfluencia, esto se puede escribir como $k_e = x k_p$, siendo x un valor entre 6.5 y 10:

$$6.5 k_p < k_e < 10 k_p \quad \text{Ecuación 4.18}$$

La rigidez elástica “ k_e ” también se puede calcular como:

$$k_1 \approx \frac{1}{h_r} (G_p \cdot A_p + G_r \cdot A_r) \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Donde:

G_r = Módulo de corte del caucho (0.5-1MPa).

G_p = Módulo de corte del plomo (150 MPa a temperatura ambiente).

A_r = Área del caucho.

A_p = Área del núcleo de plomo.

La fuerza de fluencia F_y se puede calcular con la $F_y = Q + k_p D_y$

Ecuación 4.3 donde:

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \approx \frac{Q}{xk_p - k_p} = \frac{Q}{(x-1)k_p} \quad \text{Ecuación 4.20}$$

$k_p < k_e < 10k_p$

Ecuación 4.18 el desplazamiento de

fluencia sería igual a Q/K ($K = 5.5$ a 9 veces k_p)

La rigidez efectiva se calcula como ha sido definida en la $k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D}$

Ecuación 4.1.

Amortiguamiento

Sustituyendo los datos encontrados hasta el momento en la $\beta_{eff} = \frac{4Q(D-D_y)}{2\pi k_{eff} D^2} =$

$$\frac{2Q(D-D_y)}{\pi k_{eff} D^2}$$

Ecuación 4.5 podemos encontrar el amortiguamiento efectivo

para un aislador con núcleo de plomo (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D-D_y)}{\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q[(x-1)k_p D - Q]}{\pi(x-1)k_p(k_p D + Q)D} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

Con estas características se puede establecer un modelo bilineal y puede ser usado para realizar un análisis no lineal de la estructura que utiliza aisladores con núcleos de plomo.

Otro dato importante es la frecuencia natural ω la cual está dada por (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012):

$$\omega = \sqrt{\frac{k_{eff} g}{W}} = \sqrt{\omega_0^2 + \mu \frac{g}{D}} \quad \text{Ecuación 4.22}$$

Donde:

$$\mu = \frac{Q}{W} \quad \text{y} \quad \omega_0^2 = \sqrt{\frac{k_p g}{W}}$$

Conociendo este dato el periodo efectivo T lo podemos encontrar a través de la siguiente ecuación

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega_0^2 + \mu \frac{g}{D}}} \quad \text{Ecuación 4.23}$$

4.3.3. Aisladores Elastoméricos de Alto Amortiguamiento (HDR)

Los 3 parámetros usados para generar un modelo bilineal para un aislador elastomérico de alto amortiguamiento son normalmente derivados del módulo de cortante G_r y el amortiguamiento efectivo β_{eff} . El módulo de cortante tangente G_r , es determinado con precisión de una prueba dinámica de cortante. El amortiguamiento efectivo, determinado de las pruebas a los prototipos de aisladores varía entre 10% y 20% del amortiguamiento crítico (Guerreo Melo, 2011).

Capacidad de cargas de gravedad de los HDR

La capacidad de carga de un aislador con cero deformación, Q se puede calcular como (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012):

$$Q = \frac{\pi \cdot \beta_{eff} \cdot k_p \cdot D_D^2}{(2 - \pi \cdot \beta_{eff}) \cdot D_D - 2D_y} \quad \text{Ecuación 4.24}$$

$$Q = \frac{\pi \cdot \beta_{eff} \cdot k_{eff} \cdot D^2}{2(D - 2D_y)} \quad \text{Ecuación 4.25}$$

Donde:

β_{eff} = Razón de amortiguamiento efectivo.

k_p = Rigidez post-fluencia.

D_D = Desplazamiento de Diseño

k_{eff} = Rigidez efectiva.

D_y = Desplazamiento de fluencia que apoyada de resultados de pruebas se puede expresar en términos de la altura total del caucho h_r .

$$D_y = \lambda h_r \quad \text{Ecuación 4.26}$$

$$0.05 \leq \lambda \leq 0.1$$

Los parámetros correspondientes al desplazamiento de fluencia D_y , son desconocidos hasta que los parámetros k_p , k_e y Q sean determinados.

Rigidez lateral de los HDR

La rigidez post-fluencia para este tipo de aisladores es (Aguilar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008):

$$k_p = \frac{G_r \cdot A_r}{h_r} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Donde:

G_r = Módulo de corte del caucho (se determina a través de pruebas dinámicas de cortante).

A_r = Área de la sección transversal completa del caucho.

h_r = Altura total del caucho.

Una vez que se conocen los parámetros k_p , D_y y Q la fuerza de fluencia F_y del aislador se determina fácilmente a través de la $F_y = Q + k_p D_y$

Ecuación 4.3.

La rigidez elástica del aislador de alto amortiguamiento k_e (Guerreo Melo, 2011):

$$k_e = \frac{F_y}{D_y} = k_p + \frac{Q}{D_y} = k_p \left\{ 1 + \frac{\pi \beta_{eff} D_D^2}{\lambda h_r [(2 - \pi \cdot \beta_{eff}) D_D - 2 \lambda h_r]} \right\} \quad \text{Ecuación 4.28}$$

$$\text{Si sustituimos en la } \beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi k_{eff} D^2} \quad \text{Ecuación 4.5,}$$

$D_y = \lambda h_r$, el amortiguamiento efectivo en el desplazamiento de diseño puede ser calculado a través de la siguiente ecuación

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D_D - \lambda h_r)}{\pi \beta_{eff} D_D^2} \quad \text{Ecuación 4. 29}$$

4.3.4. Aisladores Tipo Sistema de Péndulo de Fricción (FPS)

Capacidad de cargas de gravedad de los FPS

La fuerza característica “Q” de un aislador que utiliza péndulo de fricción como sistema de aislamiento esta expresado a través de la siguiente ecuación (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

$$Q = \mu_s P_c \quad \text{Ecuación 4.30}$$

Donde:

P_c = Fuerza axial aplicada sobre el aislador, la cual está compuesta por la carga gravitacional P_g y el efecto de la aceleración vertical del terreno. Si se desprecian los efectos de la aceleración vertical la fuerza axial $P_c = P_g$.

μ_s = Coeficiente de fricción que está relacionado a la velocidad de deslizamiento. Se calcula a través de la siguiente ecuación.

$$\mu_s = f_{max} - (f_{max} - f_{min})e^{-\xi \dot{D}}$$

f_{max} y f_{min} =Son coeficientes de fricción calculados a alta y baja velocidad respectivamente.

\dot{D} =Representa la velocidad de movimiento del aislador.

ξ = Inversa de la velocidad de deslizamiento característica, este parámetro controla la transición de f_{max} a f_{min} y es calculada en base a experimentos, sin embargo algunos autores sugieren un valor aproximado de 2.54 s/in.

Rigidez lateral de los FPS

La rigidez post-fluencia k_p para los aisladores que utilizan péndulo de fricción se calcula a través de la siguiente ecuación (Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008):

$$k_p = \frac{P_c}{R} \quad \text{o} \quad k_p = \frac{W}{R} \quad \text{Ecuación 4.31}$$

Donde:

R = Representa el radio de curvatura de la superficie deslizante.

La rigidez elástica k_e de acuerdo a muchos experimentos que se han realizado a este sistema se ha determinado que normalmente es al menos 100 veces la rigidez post-fluencia k_p .

Tomando en cuenta lo dicho podemos calcular el desplazamiento de fluencia D_y a través de la siguiente ecuación.

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \approx \frac{Q}{100k_p} = \frac{\mu_s P_c}{100(P_c/R)} = \frac{\mu_s R}{100} \quad \text{Ecuación 4.32}$$

A

Sustituyendo los valores que se han encontrado hasta el momento en la $\beta_{eff} = \frac{4Q(D-D_y)}{2\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q(D-D_y)}{\pi k_{eff} D^2}$ **Ecuación 4.5** podemos encontrar un valor para la rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño D_D y puede ser calculada así.

$$k_{eff} = P_c \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_s}{D_D} \right) \quad \text{Ecuación 4.33}$$

Debido a que el desplazamiento de fluencia D_y es mucho menor que el desplazamiento de diseño D_D , el área del ciclo de histéresis E_D puede calcularse, aproximadamente, haciendo uso de la siguiente ecuación.

$$E_D = 4Q(D - D_y) \approx 4QD_D = 4D_D\mu_s P_c \quad \text{Ecuación 4.34}$$

Amortiguamiento

Si sustituimos las ecuaciones del área del ciclo de histéresis $E_D = 4Q(D - D_y) \approx 4QD_D = 4D_D\mu_s P_c$ **Ecuación 4.34** y la ecuación correspondiente a la rigidez efectiva para este tipo de sistemas $k_{eff} = P_c \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_s}{D_D} \right)$

$$\text{Ecuación 4.33 en la } \beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D^2} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

tenemos (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

$$\beta_{eff} = \frac{4D_D\mu_s P_c}{2\pi \left[P_c \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_s}{D_D} \right) \right] D_D^2} = \frac{2\mu_s}{\pi \left(\frac{D_D}{R} + \mu_s \right)} \quad \text{Ecuación 4.35}$$

Si sustituimos las ecuaciones del área del ciclo de histéresis $E_D = 4Q(D - D_y) \approx 4QD_D = 4D_D\mu_s P_c$ **Ecuación 4.34** y la ecuación correspondiente a la rigidez efectiva para este tipo de sistemas $k_{eff} = P_c \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_s}{D_D} \right)$

Ecuación 4.33 en la

Algunos datos interesantes que también se pueden conseguir de este tipo de estructura son:

- Periodo para un péndulo

$$T = \sqrt{\frac{R}{g}}$$

- Radio para un péndulo

$$R = \frac{gT^2}{(2\pi)^2}$$

- Si el Desplazamiento vertical de un péndulo es menor que el radio, la fuerza restauradora será menor que la fuerza de fricción y el sistema no quedara centrado.

$$\delta_V = \frac{D^2}{2R}, \text{ donde } D = \text{Desplazamiento horizontal (mm o in)}$$

Si $D/R \leq \mu$, esto representa un problema para los sistemas con grandes periodos.

4.4. PANDEO CRÍTICO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS

Es importante conocer las propiedades mecánicas de los aisladores elastomérico para entender diversos conceptos. Los aisladores elastomérico son susceptibles a inestabilidad por pandeo parecida a la que se da en una columna pero dominado por la baja rigidez de cortante del aislador (Meza Blandón & Sanchez García, 2010).

Para modelar el aislador es necesario introducir ciertas modificaciones a las propiedades mecánicas de los aisladores “cantidades definidas en la sección previa”. Cabe mencionar que según algunos autores la única manera de conocer la carga de pandeo es a través de pruebas de laboratorio y que las hipótesis que abajo se presentan no representan el comportamiento real.

Las ecuaciones para el cálculo de estabilidad de aisladores elastoméricos son (Meza Blandón & Sanchez García, 2010):

Cortante por unidad de longitud

$$P_s = G_r \cdot A_s$$

Ecuación 4.36

Donde:

G_r = Módulo de elasticidad del elastómero.

A_s = Área de cortante efectivo.

Área de cortante efectivo

$$A_s = A \frac{h_a}{h_r}$$

Ecuación 4.37

Donde:

A = Área de sección transversal del aislador.

h_a = Altura total del aislador incluyendo acero.

h_r = Altura total del caucho

Rigidez Horizontal

$$K_H = \frac{G_r A}{h_r} A$$

Ecuación 4.38

Carga de pandeo

$$P_E = \frac{\pi^2}{h_a^2} \frac{1}{3} E_C I \frac{h_a}{h_r}$$

Ecuación 4.39

Para la mayoría de los tipos de aisladores donde $S \geq 5$, $P_E \gg P_s$ la carga crítica puede ser calculada con la ecuación.

Carga crítica

$$P_{crit} = \sqrt{P_E P_S} \quad \text{Ecuación 4.40}$$

Factor de Seguridad

$$F_{seg} = \frac{P_{crit}}{W} \quad \text{Ecuación 4.41}$$

Influencia de carga vertical en rigidez horizontal

$$K_H = K_H \left[1 - \left(\frac{W}{P_{crit}} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación 4.42}$$

4.5. ESTABILIDAD ANTE GRANDES DESPLAZAMIENTOS LATERALES

El análisis de pandeo para un aislador elastomérico se basa en la teoría análoga al análisis del pandeo de una columna, en estos casos se presenta la carga o los esfuerzos de pandeo en la posición original, sin desplazamientos, pero normalmente no hay información acerca de la estabilidad del aislador en su posición desplazada; en estos casos la inestabilidad se presentara en la pérdida de un incremento positivo en la rigidez horizontal K_H . Conocer este tipo de inestabilidad es de crucial importancia en el diseño de los aisladores (Meza Blandón & Sanchez García, 2010).

Para predecir este comportamiento es necesario hacer uso de un análisis no lineal. Sin embargo hay dos hipótesis las cuales pueden usarse para una aproximación con bastante grado de exactitud.

La siguiente figura nos muestra la simbología utilizada en esta sección, la cual será explicada más adelante.

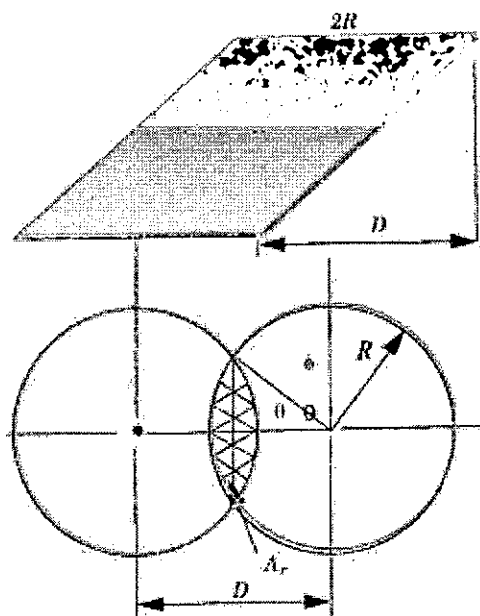


Figura 4.3 Nomenclatura para el área reducida
Fuente: Meza Blandón y Sánchez García, (2010).

4.5.1. Área Reducida

Antes de hablar de las hipótesis que se tienen acerca del pandeo crítico ante desplazamientos laterales, se escriben las ecuaciones para el área reducida (Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008).

Área reducida para un aislador rectangular

$$A_r = B(B - D_{crit}) \quad \text{Ecuación 4.43}$$

Área reducida para un aislador circular

En el caso de un aislador con sección circular es más difícil de calcular el área reducida. En la **Figura 4.3** tenemos definido las siguientes variables:

- θ = Angulo medio subtendido al centro de la intersección del círculo superior e inferior.

$$\phi = \frac{\pi}{2} - \theta \quad \text{Ecuación 4.44}$$

- El desplazamiento D , y el área reducida A_r están dados por las siguientes ecuaciones.

$$D = 2R \cos \theta = 2R \sin \phi \quad \text{Ecuación 4.45}$$

$$A_r = 2R^2(\theta - \sin \theta \cos \theta) \quad \text{Ecuación 4.46}$$

4.5.2. Hipótesis de Pandeo Crítico

Esta hipótesis supone que la concentración de esfuerzos no afecta la resistencia a flexión del aislador sino la resistencia a cortante (Meza Blandón & Sanchez García, 2010).

La ecuación que se ve modificada en la ecuación. Reescrita aquí.

$$P_s = G_r \cdot A_s$$

De esta ecuación se sustituye el término A_s por un A_r que ha sido definido en la Ecuación 4.43, para un aislador de sección cuadrada.

Si la segunda hipótesis es correcta tenemos.

$$P = \sqrt{G_r \cdot A_r \frac{\pi^2}{t_r^2} (EI)_{eff}} \quad \text{Ecuación 4.47}$$

Lo podemos reescribir como.

$$P = P_{crit} \left(\frac{A_r}{A} \right)^{1/2} \quad \text{Ecuación 4.48}$$

Donde:

A = Para un aislador cuadrado sería igual a B^2 .

Entonces tenemos D_{crit} .

$$\frac{P}{P_{crit}} = \left(\frac{A_r}{A} \right)^{1/2} \rightarrow \left(\frac{P}{P_{crit}} \right)^2 = \frac{A_r}{A} \rightarrow D_{crit} = B - B^2 \left(\frac{P}{P_{crit}} \right)^2 \quad \text{Ecuación 4.49}$$

4.6. ESTABILIDAD ANTE “ESTIRAMIENTO”

Hasta ahora se han revisado dos tipos de inestabilidades (Meza Blandón & Sanchez García, 2010):

- Estabilidad de la carga de pandeo del aislador sin desplazamiento.
- Estabilidad del aislador cuando este se encuentra bajo un desplazamiento.

Ahora se revisara otro tipo de inestabilidad, llamado estabilidad ante “estiramiento” esté se da en los aisladores que se encuentran anclados, esta inestabilidad se debe a desplazamientos laterales que se encuentran en los límites del desplazamiento máximo que el aislador puede soportar. Al igual que en los casos anteriores hay una disminución en las propiedades de fuerza-desplazamiento.

Debido a que el aislador no soporta tensión, el movimiento en la parte superior e inferior se produce por un cambio en las líneas de acción de las resultantes de la carga vertical tal como se puede mostrar en la Figura 4.4 **Cambio de las resultantes de las líneas de acción de la carga vertical y límite de cambio**; de igual manera en esta figura se puede apreciar cuándo se alcanza el límite de este cambio, como podemos ver, este se alcanza cuando las resultantes de fuerza vertical se encuentran en los límites del aislador (señalados por los círculos).

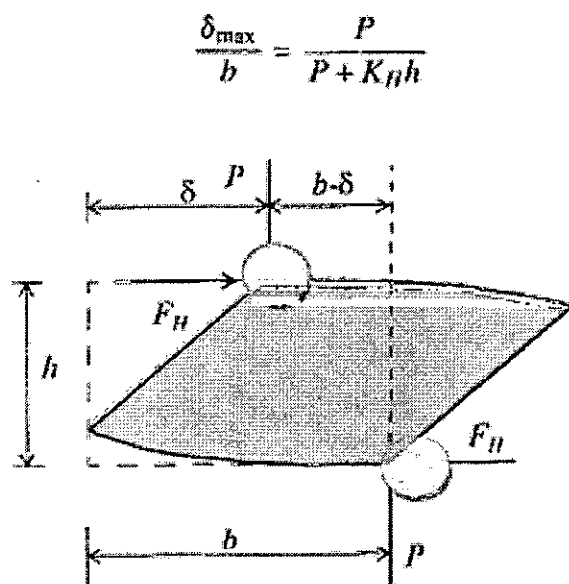


Figura 4.4 Cambio de las resultantes de las líneas de acción de la carga vertical y límite de cambio

Fuente: Meza Blandón y Sánchez García, (2010).



El límite puede ser encontrado a través de la siguiente ecuación.

$$P(b - \delta_{max}) = h_a F_H \quad \text{Ecuación 4.50}$$

Donde:

P = Carga Axial.

b = Ancho del aislador en caso de ser cuadrado si fuera circular puede ser el diámetro θ .

h_a = Altura del aislador.

F_H = Fuerza Lateral.

δ_{max} = Desplazamiento máximo D_M .

Al final es desplazamiento máximo se define por la $\delta_{max} = \frac{\Phi}{1 + Kph/P}$

Ecuación 4.51.

$$\delta_{max} = \frac{\Phi}{1 + Kph/P} \quad \text{Ecuación 4.51}$$

CAPITULO V: REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS AISLADAS EN LA BASE

5.1. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO

Al introducir el sistema de aislamiento las fuerzas sísmicas se reducen debido a que se flexibiliza la estructura. Se puede apreciar con facilidad esta propiedad, pues la inclusión de los aisladores permite modificar el periodo de vibración. En la Figura 2.7 se mostró el porqué, cuando la estructura se vuelve más flexible, la aceleración espectral en el edificio disminuye y en consecuencia también las fuerzas sísmicas sobre la estructura.

Otra característica a resaltar en una estructura aislada es que los desplazamientos se incrementan debido a que la base es menos rígida. En algunos casos, para optimizar el funcionamiento de los aisladores, se utiliza un sistema conjunto con disipadores.

5.2. NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO

En este acápite se desea hacer una breve descripción de los métodos y las recomendaciones presentadas por tres normas técnicas, que creemos, son representativas (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

5.2.1. Federal Emergency Management Agency

La guía del FEMA propone dos métodos para el análisis y diseño de estructuras aisladas: el primero es un método estático denominado “procedimiento de la fuerza lateral equivalente” y está basado en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva como aquella que ofrece el sistema de aislación para el desplazamiento en cuestión. El segundo es un método dinámico, subdividido en uno que involucra un espectro y otro que compromete un análisis tiempo-historia. El método estático no está recomendado para un diseño final, sólo para un diseño preliminar, y el método dinámico por combinación espectral sólo para algunas estructuras regulares rígidas y de pocos pisos. El análisis tiempo-historia es el recomendado en la mayoría de los casos e involucra un mínimo de tres pares (en ambas direcciones) de historias reales escaladas a valores específicos.

Método de la Fuerza Lateral Equivalente

Se debe obtener el desplazamiento de diseño a partir de la siguiente ecuación.

$$D = \frac{g}{4\pi^2} \cdot \frac{S.T}{B} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Donde S es el coeficiente sísmico del espectro (equivalente al ZUCS) para el periodo del sistema equivalente de un grado de libertad conformado por la estructura aislada y B es el factor de reducción por amortiguamiento: si los valores del espectro pertenecen a un amortiguamiento de 5% y el sistema de aislación provee un amortiguamiento efectivo de 10% del crítico, B será mayor a 1. Para obtener luego la fuerza cortante en la base se debe multiplicar este desplazamiento por la rigidez efectiva del sistema de aislación para este desplazamiento. Se debe considerar también que puede existir una excentricidad en planta.

La fuerza a utilizar en la superestructura se puede reducir con un factor RSA, que se podrá calcular como $\frac{3}{8}$ de R, siempre menor a 2. Esto es así para asegurarse que la superestructura permanezca esencialmente elástica.

Sin embargo, el FEMA menciona como requisitos que la fuerza cortante utilizada para el diseño de la superestructura no sea nunca menor a: aquella obtenida por las solicitaciones de viento, 1.5 veces la necesaria para activar el sistema de aislación (en el caso de los aisladores de fricción), o aquella que se obtendría para una estructura convencional con periodo natural igual al de la estructura aislada.

La repartición de la fuerza se debe realizar con la forma de un triángulo invertido para así incluir los modos de vibración superiores que pudieran existir.

Métodos Dinámicos

Combinación Espectral

Las únicas sugerencias especiales del FEMA para este método se refieren al correcto modelamiento y atención a los siguientes puntos:

- Modelar la distribución de los aisladores,
- Considerar los efectos de excentricidad accidental,
- Verificar que no exista tracción, o que los aisladores no estén resistiendo tracción en el modelo,
- Verificar los efectos $P - \Delta$,

- Modelar la posible variabilidad en las propiedades de los aisladores (por envejecimiento o uso).

Además, la combinación deberá realizarse con 100% del espectro en una dirección y 30% en la otra al mismo tiempo. El amortiguamiento no podrá ser nunca mayor al 30% del crítico y las fuerzas obtenidas deberán respetar un porcentaje mínimo de aquellas obtenidas con el método estático.

Tabla 5.1 Criterios mínimos para el análisis dinámico.

Table 11.4-1 Summary of Minimum Design Criteria for Dynamic Analysis

Design Parameter	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis
Total design displacement, D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Total maximum displacement, D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Design force on isolation system, V_b	90% V_b	90% V_b
Design force on irregular superstructure, V_s	100% V_s	80% V_s
Design force on regular superstructure, V_r	80% V_r	60% V_r

Fuente: FEMA-451, (2006).

Nótese que para un diseño con sistema de aislación, el FEMA también contempla un desplazamiento debido al evento máximo creíble D_{TM} .

Análisis Tiempo-Historia

No presenta recomendaciones adicionales más que utilizar siete pares de historias reales escaladas y certificadas (existe una base de datos de historias que se pueden utilizar) y un mínimo de tres pares. Al igual que el método del espectro, el análisis deberá realizarse 100% en una dirección y 30% en la otra en simultáneo. Este método es el recomendado en todas las situaciones.

El FEMA presenta una metodología muy sencilla y bastante similar al método estático provisto por la norma peruana para estructuras convencionales, aunque como era de esperarse, este no puede ser usado para un diseño definitivo, para lo que será necesario un modelo.

5.2.2. Uniform Building Code 1997, Capítulo 16

En este código se describen dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos: el primero, un análisis estático que se encuentra regulado por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; el segundo, un análisis dinámico que comprende el análisis de respuesta espectral, el análisis con el espectro de diseño de la zona donde se construye, y el análisis tiempo-historia.

El procedimiento de análisis y diseño está basado fundamentalmente en los parámetros de desplazamiento de diseño D_D y el desplazamiento máximo D_M .

Símbolos y Notaciones (distintas a FEMA):

- SA: Sistema de Aislación.
- β_D : Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento de diseño.
- β_M : Coeficiente de amortiguamiento efectivo del SA en el desplazamiento máximo.
- b y d: Ancho y largo de la estructura.
- D_{TD} : Desplazamiento total de diseño de un elemento del SA considerando torsión.
- K_{Dmax} : Máxima rigidez efectiva en el desplazamiento de diseño.
- T_D : Periodo en el desplazamiento de diseño.
- T_M : Periodo en el desplazamiento máximo.
- CVM y CVD: Coeficientes del sismo de acuerdo con el tipo de suelo.

Criterios para la selección del procedimiento de análisis:

Los procedimientos y limitaciones son definidos por características como la zona, el tipo de suelo, la aceleración vertical, el sistema estructural y la altura del edificio.

Para un análisis estático la estructura debe ser regular, tener menos de 20 metros de altura, estar ubicada a más de 10 km de una falla activa y en buen suelo. Además, el periodo aislado debe resultar mayor a 3 segundos y ser por lo menos tres veces el de la estructura si fuera empotrada. Finalmente el sistema de aislación tiene que responder a las características:

- a. $K_D > \frac{1}{3} K_{20\%D}$
- b. Es capaz de producir una fuerza de restauración.
- c. Tiene propiedades de fuerza – deformación independiente del porcentaje de fuerza y cargas verticales presentes (es el caso de los elastoméricos)
- d. No limita el desplazamiento del máximo sismo a $\frac{C_{VM}}{C_{VD}} D_D$.

Para un análisis dinámico por espectro basta que la estructura esté ubicada en un buen suelo y a más de 10 km de una falla activa y, se cumpla con los cuatro puntos numerados anteriormente. Por el contrario, un análisis tiempo-historia sí se puede aplicar a cualquier tipo de estructura.

Análisis Estático

Cada estructura aislada debe ser diseñada y construida para resistir los desplazamientos y fuerzas mínimas del sismo:

Para los desplazamientos mínimos se utilizan las siguientes ecuaciones de diseño:

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2) \cdot C_{VD} \cdot T_D}{B_D} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} \cdot g}} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

$$D_{TD}(D_D) = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \text{Ecuación 5.4}$$

Los coeficientes C_{VD} y C_{VM} son los que la norma peruana denomina el factor de amplificación sísmica y depende del tipo de suelo en el que se sitúe la estructura. El D_{TD} y el D_{TM} sirven para el diseño de aisladores en donde se consideran los efectos de torsión y la cercanía al CR del aislador a evaluar. Estos desplazamientos también se deben calcular para el evento máximo posible.

Las fuerzas laterales mínimas se pueden calcular al igual que el FEMA.

$$V_S = \frac{K_{Dmax} \cdot D_D}{R_1} \quad \text{Ecuación 5.5}$$

Sólo para el diseño de los elementos estructurales que se encuentran encima del SA se utiliza el factor de reducción R_1 , que dependerá del sistema estructural que se va a emplear. El V_S obtenido debe cumplir con ser mayor al cortante requerido por viento y al de una estructura convencional con periodo igual al aislado. La distribución de la fuerza lateral se realiza mediante una distribución uniforme. Además se controla que las derivas no excedan de $0.010/R_1$.

Análisis Dinámico

La estructura debe ser diseñada de forma que el SA y la subestructura soporten:

$$D_{TD-\text{dinámico}} \geq 90\% D_{TD}(D'_D) \quad D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 5.6}$$

Para la superestructura existen límites en la reducción, derivados de la fuerza basal obtenida a través del análisis estático: 80% en un análisis dinámico y 60% para un análisis tiempo-historia. Sin embargo, si la estructura es irregular, el límite es 100% y 80%, respectivamente.

Para el análisis de combinación espectral, la norma recomienda que se realice con el 100% del espectro en la dirección de análisis y el 30% en la otra dirección; y para este análisis se podrá usar un 30% del amortiguamiento crítico como máximo.

El análisis tiempo-historia requiere los mismos requisitos solicitados por el FEMA: mínimo tres pares de aceleraciones, siete recomendados y siempre 100-30% en simultáneo. Se especifica que los desplazamientos deben ser los obtenidos al sumar vectorialmente ambas direcciones.

Para evaluar la estabilidad de cada aislador se utiliza la máxima carga vertical $1.2M + 1.0V + S$ y la carga vertical mínima $0.8D - D$ en el desplazamiento total máximo; y para evaluar la sobrecarga en cada aislador debido al volteo de la estructura se utiliza la envolvente de S como valores picos en la respuesta ante el sismo severo.

Adicionalmente, las derivas se limitan a $0.015/R_1$ si es calculado mediante un análisis de combinación espectral; a $0.020/R_1$ si es que se utiliza el análisis tiempo-historia y además se considera la degradación de la rigidez y resistencia en la etapa no lineal.

Por último, la norma recomienda hacer un análisis P – delta cuando la deriva excede de $0.010/R_1$.

5.2.3. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-10, Capítulo 17

El ASCE al igual que en las normas anteriores propone dos métodos para el análisis y diseño de las estructuras aisladas: el primero es el de la fuerza lateral equivalente, el mismo que está regulado por restricciones como la aceleración espectral, la altura o número de pisos, la regularidad de la estructura, entre otros. El análisis con el espectro de diseño de la zona donde se construye, y el análisis tiempo-historia

Criterios para la selección del procedimiento de análisis:

Los procedimientos y limitaciones son definidos por características como la aceleración espectral al que es llevada la estructura aislada, el uso, la altura o número de pisos, el periodo al que será llevada, la regularidad de la estructura y la rigidez efectiva del sistema de aislamiento.

Para usar el procedimiento de la fuerza equivalente la estructura debe ser regular, tener menos de 19.8 metros de altura o menos de 4 pisos, la importancia del edificio puede ser A, B, C o D y en buen suelo. Además, el periodo aislado del desplazamiento máximo debe ser menor a 3 segundos y del desplazamiento de diseño debe ser por lo menos tres veces el de la estructura empotrada. En lo que al sistema de aislación se refiere debe cumplir con las características detalladas en el código UBC.

Para un análisis dinámico espectral existen menos restricciones, entre ellas tenemos que la estructura debe estar ubicada en un buen suelo, la importancia del edificio puede ser A, B, C o D; y el sistema de aislación debe cumplir con las mismas características que para el procedimiento de la fuerza equivalente. El análisis de tiempo-historia se puede aplicar a cualquier tipo de estructura.

Método de la Fuerza Lateral Equivalente

Este método de análisis es una forma simplificada para calcular los parámetros de diseño de los sistemas aislados que normalmente se utiliza para un diseño preliminar y para establecer algunos datos de referencia que servirán para comparar con el método de espectro

de respuesta y el método de análisis tiempo-historia. Cada estructura aislada debe ser diseñada y construida para resistir los desplazamientos y fuerzas mínimas del sismo:

Para el desplazamiento lateral de diseño y el desplazamiento máximo se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$D_D = \frac{g \cdot S_{D1} \cdot T_D}{4\pi^2 B_D} \quad \text{Ecuación 5.7}$$

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} \cdot g}} \quad \text{Ecuación 5.8}$$

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \text{Ecuación 5.9}$$

$$D_M = \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4\pi^2 B_M} \quad \text{Ecuación 5.10}$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin} \cdot g}} \quad \text{Ecuación 5.11}$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \text{Ecuación 5.12}$$

Donde S_{D1} y S_{M1} es el coeficiente sísmico del espectro (equivalente al producto de los coeficientes Z, U, C y S del Proyecto de Norma Peruana E.030-2014; U=1 debido a que la estructura estará aislada), T_D y T_M es el periodo efectivo impuesto por los aisladores al edificio para el desplazamiento de diseño y el desplazamiento máximo respectivamente, B_D y B_M es el coeficiente de corrección para el amortiguamiento efectivo del sistema. W Peso de la superestructura, resultado de la suma total de las cargas muertas y un porcentaje de las cargas vivas, k_{Dmin} y k_{Mmin} Rigidez efectiva mínima del sistema de aislamiento para el desplazamiento. D_{TD} y D_{TM} es el desplazamiento total de diseño y desplazamiento total máximo.

Fuerzas

Se definen dos fuerzas laterales mínimas para el diseño de las estructuras aisladas, una para los elementos por debajo del sistema de aislamiento ($V_b = k_{Dmax} \cdot D_D$

Ecuación 5.13), y la otra fuerza lateral para el diseño de los elementos por

encima de la interfaz de aislamiento ($V_s = \frac{k_{Dmax} \cdot D_D}{R_1}$ *Ecuación 5.14*).

$$V_b = k_{Dmax} \cdot D_D \quad \text{Ecuación 5.13}$$

$$V_s = \frac{k_{Dmax} \cdot D_D}{R_1} \quad \text{Ecuación 5.14}$$

Donde k_{Dmax} es la máxima rigidez efectiva del sistema de aislamiento para D_D y R_1 es el factor de reducción basado en el tipo de sistema fuerza-resistencia sísmica utilizado antes del sistema de aislamiento y será de $\frac{3}{8}$ de R , pero no mayor a 2.0 ni menor a 1.0.

El valor de V_b no será menor que la fuerza máxima en el sistema de aislamiento en cualquier desplazamiento incluyendo el desplazamiento de diseño. El valor de V_s no debe ser menor a la fuerza sísmica que se produciría en una estructura empotrada en la base con el mismo peso efectivo pero con el periodo de la estructura aislada T_D , el cortante basal debido a la carga de viento y a la fuerza requerida para activar el sistema de aislamiento.

La distribución de la fuerza lateral se realiza mediante una distribución uniforme que depende de la altura y del peso de cada nivel. Además se controla que las derivas no excedan de 0.015.

Desplazamientos laterales mínimos

- Desplazamientos de diseño

El sistema de aislamiento deberá ser diseñado y construido para resistir desplazamientos laterales D_D que actúan en la dirección de cada uno de los principales ejes horizontales de la estructura. Se calcula con la $DD = \frac{g \cdot S_{D1} \cdot T_D}{4\pi^2 B_D}$

Ecuación 5.7.

S_{D1} se obtiene según el tipo de suelo y la zona sísmica en la que la estructura está ubicada y B_D se puede calcular u obtenerlo de la Tabla 17.5-1 de esta norma.

Tabla 5.2 Factores β_D y β_M que dependen del amortiguamiento.**Table 17.5-1 Damping Coefficient, B_D or B_M**

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

^aThe damping coefficient shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.8.5.2.

^bThe damping coefficient shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

Fuente: ASCE 7-10, (2010).

- Desplazamiento total

El desplazamiento total de diseño, D_{TD} , y el desplazamiento total máximo, D_{TM} , incluyen el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental calculado a partir de la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desventajosa de masa excéntrica.

El desplazamiento total calculado con la $DTD = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$

$$DTM = DM \left[1 + y \frac{12eb^2 + d^2}{b^2 + d^2} \right]$$

Ecuación 5.12 puede ser menor, pero no menor

a 1.1 D_D y D_M respectivamente.

Análisis dinámico

El análisis sísmico puede ser análisis espectral o de respuesta en el tiempo. El ASCE 7-10 da recomendaciones para el modelado de una estructura aislada. Para el sistema aislado:

- Considerar la posición real de los aisladores en toda la estructura.
- Calcular el desplazamiento, en ambas direcciones horizontales, y la torsión de la estructura por encima de la interfaz de aislamiento teniendo en cuenta la ubicación más desventajosa de masa excéntrica.
- Evaluar las fuerzas de vuelco y levantamiento de cada aislador.

- d. Incluir los efectos de la carga vertical, la carga bilateral, y/o el ciclo de carga si las propiedades del sistema de aislamiento son dependientes de uno o más de estos atributos.

Para la estructura aislada, el desplazamiento máximo de cada piso y las fuerzas de diseño y desplazamientos en elementos del sistema resistente se les permite ser calculado utilizando un modelo elástico lineal de la estructura aislada, siempre que las dos siguientes condiciones:

- Las propiedades de rigidez asumidos para los componentes no lineales del sistema de aislamiento se basan en la rigidez máxima eficaz del sistema de aislamiento.
- Todos los elementos del sistema de fuerza-resistencia sísmica de la estructura por encima del sistema de aislamiento siguen siendo elástico para el sismo de diseño.

El sistema de aislamiento, cimentación, y todos los elementos estructurales por debajo del sistema de aislamiento deben ser diseñados utilizando todos los requisitos apropiados para una estructura no aislada con las fuerzas obtenidas del análisis dinámico sin reducción, pero la fuerza de diseño lateral no será menor al 90% de V_b determinado con la $V_b = k_{Dmax} \cdot D_D$

Ecuación 5.13.

El desplazamiento total de diseño del sistema de aislamiento no será menor al 90% de D_{TD} . El desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento no será menor al 80 % de D_{TM} .

Los límites en los desplazamientos especificada por esta sección serán evaluados utilizando los valores de D_{TD} y D_{TM} , a menos que se puedan ser reemplazados D'_D por D_D y D'_M por D_M .

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1+(T/T_D)^2}} \quad \text{Ecuación 5.15}$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \quad \text{Ecuación 5.16}$$

Donde T es el periodo de la estructura con base fija y comportamiento elástico.

El desplazamiento total de diseño no será menor que el 90% de D_{TD} , y el desplazamiento total máximo no será menor al 80% de D_{TM} . Asimismo, la fuerza de corte de diseño no será menor al 90% de V_b . Al momento de evaluar D_{TD} y D_{TM} , D_D y D_M se pueden reemplazar, respectivamente, por D'_D y D'_M . Estos nuevos valores incluyen la

influencia de la flexibilidad de la superestructura. T es el periodo de la estructura con base fija y comportamiento elástico.

En caso de una superestructura regular la fuerza de corte tendrá que ser mayor o igual al 80% de V_s cuando se trabaja con el análisis de respuesta espectral y mayor o igual al 60% de V_s si se realiza el análisis tiempo-historia. Para estructuras irregulares se considerara mayor o igual al 100% de V_s con el análisis espectral y mayor o igual al 80% de V_s con el análisis tiempo-historia. Ver Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Valores mínimos de fuerzas y desplazamientos al usar un análisis dinámico

	V_b	V_s	V_b	V_s	D_{TD}	D_{TM}
	90%	80%	100%	100%	90%	80%
	90%	60%	100%	80%	90%	80%

Fuente: Meza Blandón & Sanchez García, (2010)

Análisis de respuesta espectral

Se realiza usando un valor de amortiguación modal para el modo fundamental en la dirección de interés no mayor que la amortiguación eficaz del sistema de aislamiento o 30% del amortiguamiento crítico, el que sea menor. Los valores de amortiguamiento para los modos más altos serán seleccionados con los que sería apropiado para el análisis de respuesta espectral de la estructura por encima del sistema de aislamiento asumiendo una base fija.

En el análisis de respuesta espectral se utiliza para determinar el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo que incluirá simultáneamente una excitación del 100% del suelo en la dirección de análisis y 30% del movimiento del suelo en la dirección horizontal perpendicular. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calculará como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

La fuerza cortante de diseño en cualquier piso no deberá ser inferior a la fuerza cortante resultante de la aplicación de las fuerzas por piso calculados distribuidas uniformemente y un valor de V_s igual al cortante obtenido desde el análisis de la respuesta espectral en la dirección de análisis.

Análisis de respuesta en el tiempo

Para realizar estos análisis se requiere la creación de un modelo, dicho modelo debe incluir el sistema sismorresistente sobre la interfaz de aislamiento y también el sistema de aislamiento. Podemos inferir que esto se hace con el fin de representar de manera más real el sistema estructural. Al hacer esto, obtenemos resultados más aproximados a la realidad pudiendo de esta manera, usar dichos datos obtenidos del análisis del modelo para el diseño del mismo.

Para llevar a cabo un procedimiento de respuesta de la historia, se utilizarán un conjunto de no menos de tres pares de movimientos de tierra apropiadas; los pares de movimiento de tierra serán seleccionados y ampliarse.

Cada par de componentes de movimiento de tierra se aplicará de forma simultánea a la modelo teniendo en cuenta la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calcula a partir de la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada paso de tiempo.

Los parámetros de interés se calcularán para cada movimiento del suelo utilizado para el análisis tiempo-historia. Si se utilizan siete o más pares de movimientos de tierra para el análisis, se permite usar el valor medio del parámetro de respuesta para el diseño. Si se utilizan menos de siete pares de movimientos de tierra para el análisis, el valor máximo del parámetro de respuesta de interés se utilizará para el diseño

5.2.4. Norma Chilena NCh2745-2003

La norma Chilena NCh2745 es el resultado de la adaptación del código UBC del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433 del 1996. Esta norma brinda los requisitos para realizar el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, el diseño de los elementos no estructurales y los ensayos requeridos para el sistema de aislación. La base de ésta norma es que el sistema de aislación y el sistema estructural destinado a soportar las fuerzas laterales se diseñen para resistir las deformaciones y esfuerzos producidos por el

sismo. En caso de que las fuerzas de viento sean lo suficientemente grandes para producir esfuerzos y deformaciones mayores, se usarán estas cargas en lugar de las de sismo.

Observaciones generales

El objetivo de aislar una estructura es que su desempeño no sólo signifique la protección a la vida durante un sismo severo, sino también se reduzca el daño en la estructura y el contenido; de modo de mantenerla en estado operativo después del sismo. En los requisitos se definen dos niveles de sismo: el sismo de diseño (SDI), que es el que comúnmente se usa y el sismo máximo posible (SMP) que tiene una probabilidad de excedencia del 10% en 1000 años. El sistema de aislación y cualquier elemento que cruce la interfase de aislación se diseñará para que resista las deformaciones y esfuerzos producidos por el SMP sin falla. La superestructura se diseñará para que se comporte elásticamente durante el SDI. En las estructuras aisladas se verificará el desempeño para el SMP analíticamente y experimentalmente, de modo que se asegure que en el peor de los escenarios la estructura será al menos tan segura como una convencional. Además es necesario el ensayo del sistema de aisladores para el SMP.

Para sismos severos no debe haber falla en el sistema de aislación, daño significativo en los elementos estructurales ni daño masivo en los no estructurales. Esto significa que las derivas deberán ser mucho menores que las que ocurrirían en un edificio convencional y que el desplazamiento lateral se concentrará en el sistema de aislación. El SDI servirá para calcular la respuesta y el diseño de la sub y superestructura; mientras el SMP servirá para calcular la demanda de los desplazamientos y verificar la estabilidad en el sistema de aislación.

El modelo del sistema de aislación debe considerar, para hallar las fuerzas de diseño de la superestructura, la mayor rigidez del sistema de aislación y para la deformación del sistema de aislación la menor rigidez del mismo. El modelo debe considerar el efecto P- Δ .

Para el caso de los modelos lineales, las propiedades serán la rigidez secante del aislador, k_{ef} y la razón de amortiguamiento lineal viscoso equivalente β_{ef} . Estos modelos pueden ser empleados en el caso de aisladores que no dependan de la carga axial como es el caso de los elastoméricos.

El modelo de la superestructura será tan detallado como el que se usa para un edificio convencional.

Análisis Estático

Se recomienda para un diseño preliminar de la estructura y para verificar diseños más complicados. Sin embargo, la norma establece un porcentaje mínimo de la deformación y desplazamiento, dados por las fórmulas de este tipo de análisis, de manera que sirve para resguardar a la estructura de un diseño poco conservador.

La rigidez vertical mínima del sistema de aislación debe ser tal que la frecuencia de vibración de la superestructura rígida aislada sea mayor a 10 Hz.

Al elegir el aislador a utilizar, las ecuaciones C.4, C.5 y C.6 de la norma (Anexo 3.3) permiten hallar la capacidad de carga Q a cero deformaciones, la rigidez post fluencia k_p y la fuerza de fluencia F_y respectivamente. En este caso serían aisladores con corazón de plomo que reducen numerosos ciclos histeréticos estables.

Desplazamientos laterales mínimos

- Desplazamientos de diseño

Se debe diseñar para resistir desplazamientos laterales en los dos ejes principales de la estructura iguales a: $D_D = C_D / \beta_D$.

C_D se obtiene según el tipo de suelo y β_D se puede calcular u obtenerlo de la Tabla 2 de la norma.

Este cálculo también se debe realizar para el desplazamiento máximo. La ecuación se basa en la rigidez secante del sistema de aislación que corresponde al desplazamiento máximo D_M .

- Desplazamiento total

Deben incluir los desplazamientos adicionales debidos a la torsión natural y accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del sistema de aislación y la ubicación menos favorable de la excentricidad de masa. La excentricidad de

masa en planta se mide con respecto al centro de rigidez. El desplazamiento total de diseño D_{TD} se obtiene con:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad \text{Ecuación 5.17}$$

El desplazamiento total puede ser menor al calculado con esta ecuación pero no menor a $1.1D_D$ ni a $1.1D_M$ (respectivamente).

Fuerzas laterales mínimas

El sistema de aislación o los elementos estructurales en el nivel o bajo el nivel de aislación, se deben diseñar para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b .

$$V_b = k_{Dmax} D_D^2 \quad \text{Ecuación 5.18}$$

Y los elementos estructurales sobre el sistema de aislación:

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_1} \quad \text{Ecuación 5.19}$$

Donde R_1 es siempre menor a 2 y V_s menor a la fuerza de corte obtenida para una base fija con el mismo periodo de la estructura aislada. Tampoco a 1.5 veces la fuerza requerida para activar el sistema de aislación.

Si la estructura es suficientemente rígida, una vez activado el sistema de aislación, las deformaciones se concentrarán ahí, por eso la distribución de fuerzas se distribuirá uniformemente en altura y cada fuerza de aplicará en el centro de masa de cada nivel. Además, la deriva de los centros de masa de dos pisos consecutivos no será mayor a 0.002 sin reducción por R.

Análisis dinámico

Puede ser análisis espectral o de respuesta en el tiempo. El desplazamiento total de diseño no será menor que el 90% de D_{TD} , y el desplazamiento total máximo no será menor al 80% de D_{TM} . Asimismo, la fuerza de corte de diseño no será menor al 90% de V_b . Al momento de evaluar D_{TD} y D_{TM} , D_D y D_M se pueden reemplazar, respectivamente, por D'_D y D'_M . Estos nuevos valores incluyen la influencia de la flexibilidad de la superestructura. T es el periodo de la estructura con base fija y comportamiento elástico.

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 5.20}$$

En caso de una superestructura regular la fuerza de corte tendrá que ser mayor al 80% de V_s . En caso se realice el análisis de respuesta en el tiempo para diseñar la estructura, para estructuras irregulares podrá considerarse mayor o igual al 80% de V_s y para estructuras regulares mayor o igual al 60% de V_s .

Análisis de respuesta espectral

Este se recomienda para superestructuras flexibles, superestructuras de planta irregular y/o aisladores con una relación fuerza-deformación que puede ser representada muy bien por un modelo lineal equivalente; permite calcular de forma simple la distribución de fuerzas y deformaciones en superestructuras flexibles.

Análisis de respuesta en el tiempo

Se puede usar en el diseño de cualquier estructura con aislación sísmica y es recomendable cuando el sistema tiene una razón de amortiguamiento modal mayor a 30%, sistemas cuya deformación se espera que exceda la distancia disponible con estructuras adyacentes, sistemas dependientes de la velocidad de deformación o sistemas que experimentan levantamiento o impacto.

Se deben seleccionar pares de componentes horizontales de aceleración de al menos 3 registros; luego se combinarán los espectros de pseudo-aceleración de cada par de registros por el método SRSS para un $\beta = 0.05$. Cada par de registros se aplicará simultáneamente al modelo considerando la dirección menos ventajosa.

Espectro de diseño específico del lugar

Corresponde al SDI y al SMP de un lugar. Se realizan cuando las estructuras tienen un periodo aislado $T_M > 3s$, ubicados en suelos tipo IV o a una distancia menor a 10 km de una falla activa.

El espectro para el SMP será el espectro del SDI escalado por un factor M_M . Este se usará para determinar el desplazamiento total máximo.



La deriva no debe exceder a 0.0025 para el caso del análisis espectral y a 0.003 en el caso del análisis de respuesta en el tiempo.

5.2.5. Observaciones

Se puede apreciar que los cuatro códigos contemplan las dos formas de análisis, y utilizan el método estático como límites inferiores para lo obtenido por los métodos dinámicos. El ASCE 7-10 tiene muchas similitudes con el UBC. También se observa, que si bien la norma chilena es una adaptación del UBC, incluye algunos elementos del FEMA (como requerir una fuerza para el diseño de la superestructura, de 1.5 veces la necesaria para activar el sistema de aislación). El FEMA deja a criterio del diseñador el cálculo del desplazamiento debido a los efectos de torsión y no menciona aquél que considera la flexibilidad de la estructura para el método estático; en este caso, el método resulta ser más sencillo. En general, se debe rescatar que el factor de reducción es limitado a 2, que el análisis tiempo-historia debe realizarse en ambas direcciones 100-30 en simultáneo, que la deriva en la superestructura debe respetar valores bien pequeños de aprox. 0.002 y que se debe verificar el sistema de aislación para desplazamientos mayores al de diseño (aquél del sismo máximo creíble).

5.3. REQUERIMIENTOS GENERALES EN EL DISEÑO DE AISLACIÓN BASAL

Cuando ya se tiene tomada la decisión entregar un mayor nivel de protección a la estructura y sus contenidos por medio de un sistema de aislación basal, viene el siguiente paso, elegir dentro de las opciones existentes cual es la más adecuada según las diversas limitantes, condiciones o requerimientos tanto estructurales como económicos que existan en el proyecto. Pero sin importar cuál sea el sistema de aislación a utilizar, este deberá satisfacer ciertos requerimientos para asegurar un comportamiento efectivo, los cuales son (Arriagada Rosas, 2005):

- a. Resistir movimientos sísmicos menores y moderados sin daño a los elementos estructurales, elementos no estructurales, o a los contenidos del edificio.
- b. Resistir movimientos sísmicos mayores sin que el sistema de aislamiento colapse sin daños significativos a los elementos estructurales y no estructurales, y sin mayor interrupción al funcionamiento del edificio.
- c. Tener una gran flexibilidad horizontal para llevar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menos aceleración espectral.

- d. Proveer una rigidez suficiente para cargas de servicio de la estructura para evitar vibraciones molestas.
- e. Soportar el peso propio y sobrecargas de la estructura con un factor de seguridad adecuado.
- f. Tener una rigidez vertical alta para evitar la amplificación vertical o el balanceo de la estructura.
- g. Proveer de un adecuado nivel de amortiguamiento para reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.
- h. Ser capaz de soportar las deformaciones de corte que le serán impuestas por un sismo de gran magnitud.
- i. Mantener su estabilidad vertical antes movimientos sísmicos severos.
- j. El sistema de aislación debe asegurar una vida útil por lo menos igual al de la estructura o tener algún sistema que posibilite el recambio de los aisladores.
- k. La efectividad del sistema de aislación no debe estar limitada a la ocurrencia de un sismo severo, es decir, el sistema debe ser efectivo durante el sismo y después de él, para soportar las probables replicas.
- l. El sistema de aislación deberá permanecer inactivo ante fuerzas de viento y gravitacionales, es decir en un rango normal de condiciones climáticas y ambientales.

5.4. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA CON AISLADORES SÍSMICOS

En las estructuras sísmicamente aisladas la transmisión de las fuerzas se reducen sustancialmente, ya no es necesario el uso de elementos estructurales con una gran capacidad de resistencia ni tampoco de una elevada rigidez como en el diseño convencional. En este caso, el parámetro a controlar es el gran desplazamiento que se da en el sistema de aislación.

Este desplazamiento del sistema de aisladores es la base para el procedimiento de diseño pues los parámetros estructurales como *el amortiguamiento equivalente* (resultado del incremento que se da en el amortiguamiento estructural por la adición de la del sistema de aislamiento) y *el periodo efectivo* dependen de esta variable.

En la Figura 5.1 se muestra cómo influye el desplazamiento del sistema de aislación en los dos parámetros de diseño mencionados. Sin embargo, deberá encontrarse un balance

entre la flexibilización de la estructura y la disminución del amortiguamiento equivalente debido al incremento de los desplazamientos en la interfase de aislación. Entonces, se puede afirmar que el procedimiento será iterativo y el objetivo en el diseño será optimizar el desempeño de la estructura (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

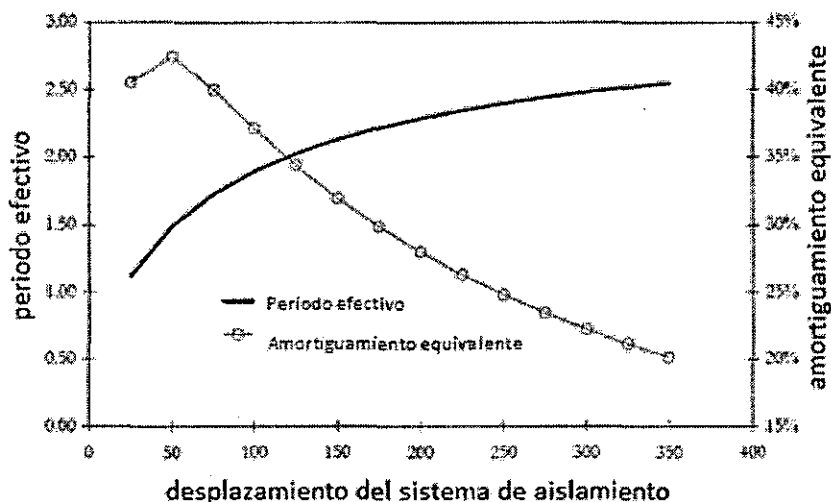


Figura 5.1 Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento
Fuente: Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, (2012).

Existen una serie de consideraciones que deberán tomarse en cuenta en el procedimiento de análisis y diseño al utilizar aisladores tanto al nivel del sistema de aislamiento como nivel de la estructura.

5.4.1. A Nivel del Sistema de Aislamiento

- **Capacidad de carga:** Parámetro muy importante pues tiene un valor máximo para cada aislador de acuerdo con lo establecido en las especificaciones técnicas de estos elementos. Por ello, será necesario repartir uniformemente toda la carga del edificio para impedir que algún aislador se encuentre sobrecargado.
- **Uniformar desplazamientos:** La opción de flexibilizar a la estructura no podría ser ejecutada si es que existiesen desplazamientos diferenciales horizontales en ambas direcciones a nivel del sistema de aisladores, por lo que se deberá garantizar un diafragma rígido a nivel de la interfase de aislación.
- **Efectos de torsión:** Habrá que evaluar la separación entre el centro de masas y el centro de rigidez del sistema de aislamiento dado que si se presentan efectos de torsión en este nivel, existirá una mayor participación en el movimiento de

- los aisladores en la dirección perpendicular a la del análisis; y de esta forma el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección se ve reducida.
- **Tracción en los aisladores:** Los aisladores poseen una resistencia a tracción que es del orden del 10-15% de la de compresión, por eso este parámetro tendrá que ser evaluado constantemente. Valores fuera de este rango modifican las propiedades de los aisladores y en casos extremos pueden llegar a dañarse (Korswagen Eguren, Arias Ricse, & Huaranga Huamaní, 2012).

5.4.2. A Nivel de la Estructura

- **Efectos de segundo orden $P - \Delta$:** Los desplazamientos en la interfase de aislación pueden generar una excentricidad de la carga que resulta en momentos adicionales que deben ser tomados por la estructura.
- **Juntas de separación:** El desplazamiento de diseño debe contemplar este parámetro. Puede ser alrededor de 50 cm.
- **La vida de los aisladores:** Como esta tecnología es nueva, no se tiene mucha información real sobre los cambios mecánicos que ocurren en los aisladores a lo largo del tiempo. En todo caso, deben instalarse de manera que pudieran ser intercambiados en un futuro (esto se puede hacer incluso cuando se ubican en la cimentación).
- **Cimentación:** el desplazamiento de los aisladores puede producir momentos $P - \Delta$ elevados que deben ser tomados por la cimentación (o en el caso de aisladores tipo péndulo invertidos, estos son tomados enteramente por la superestructura).
- **Factor de sitio:** se debe conocer el comportamiento del suelo para seleccionar la combinación aisladores - estructura más apropiada.

En edificaciones de poca carga, es posible repartir la carga sobre los aisladores si es que se utiliza un sistema de losas y vigas entre la estructura y el nivel del sistema de aisladores donde las cargas provenientes de la estructura se reparten uniformemente sobre la losa y luego estas se transfieren por medio de las vigas a cada uno de los aisladores, ubicados debajo de cada intersección de la cuadrícula que forman las vigas.

La importancia de este sistema también radica en el hecho de que se uniformizan los desplazamientos. Además, es necesario evaluar en este sistema la separación entre el

centro de masa y el de rigidez para evitar que efectos de torsión generen esfuerzos excesivos en los aisladores.

5.5. CONSIDERACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS SÍMICAMENTE

Esta sección discute los problemas comunes que se presentan en estructuras con el aislamiento de base y las formas en que normalmente se resuelven. Algunos problemas en el diseño son más significativos que otros; además de eso unos puedan llegar a tener un impacto considerable en los costos.

5.5.1. Movimiento y Desplazamiento

Uno de los problemas más obvios que deberían ser considerados durante el diseño global del sistema es el movimiento de la estructura. La estructura se deformará y desplazará una distancia significativa cuando esté sometida a un evento sísmico importante. Durante el primer modo de un edificio aislado, el sistema de aislamiento tendrá una deformación grande mientras la superestructura se comportará como un elemento rígido (Kelly, 1997).

El desplazamiento depende de las propiedades de los aisladores, el ASCE 7-10 limita el desplazamiento máximo permitido. Una vez determinado el máximo desplazamiento horizontal del sistema de aislamiento y la deriva en la superestructura, no deben existir elementos estructurales o no estructurales que pueden interferir con el movimiento del sistema dentro de esa distancia calculada. Otro problema debido al movimiento de la estructura son las conexiones de servicio que en el diseño tradicional vienen directamente de alguno de los lados del perímetro de la estructura y llegan al edificio como elementos rígidos o semi-rígidos. Si se usan este tipo de elementos en una estructura aislada estas líneas de servicios públicos podrían reventar causando daños y peligros potenciales a la superestructura. Las conexiones de servicio en una estructura aislada se construirán con elementos flexibles, como se muestra en la Figura 5.2, los mismos que se pueden mover hasta el desplazamiento máximo permitido de los aisladores. Además, cuando las escaleras o ascensores están conectados a la superestructura se deben separar de cualquier parte no aislada de la estructura. Este problema se resuelve mediante la suspensión de tales elementos de manera que se permite el movimiento entre los dos niveles de construcción, los niveles inferiores al aislamiento se fijan esencialmente a la tierra y los otros niveles se ubican sobre el suelo.

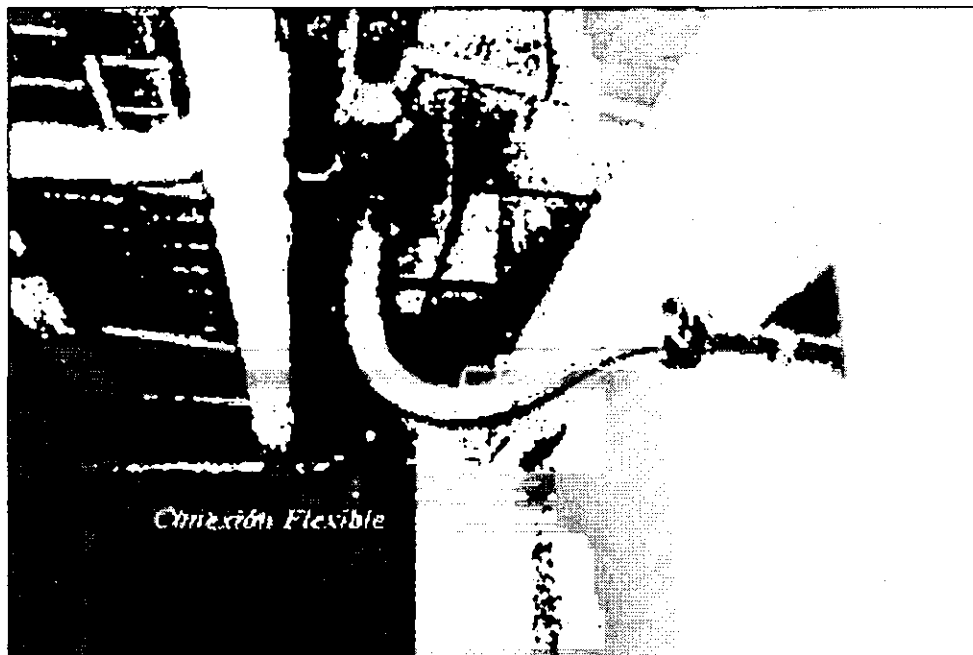


Figura 5.2 Conexión flexible, que se debe utilizar para los servicios en los edificios aislados.
Fuente: Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, (2012).

5.5.2. Junta Sísmica

Hay muchos factores que afectan el desempeño de un edificio aislado. En primer lugar, como ya se mencionó anteriormente, tenemos el desplazamiento horizontal máximo permitidos causado por el movimiento de la estructura, para el que no debe existir ningún tipo de interrupción. Para cumplir con este criterio se requiere una junta sísmica o espacio libre alrededor de todo el perímetro. Esta junta permite el movimiento libre de la estructura producido evento sísmico cuando los aisladores se están deformando.

Cuando el desplazamiento máximo total del sistema de aislamiento es mayor a 12 pulg. o 30 cm, los costos de construcción aumentan de forma dramática. Debido a la abertura que habrá en el piso del edificio se requiere una placa de cubierta eliminar el riesgo de caídas. Ésta cubierta se conecta al edificio de manera que se mueve con la estructura, pero no impide el tránsito peatonal. Como la abertura en el piso del edificio aumenta en anchura, el costo de la placa de cobertura aumenta, afectando directamente el costo del edificio. La Figura 5.3 muestra un ejemplo de una junta sísmica y la cubierta en el perímetro del edificio (Wiles, 2008).



Figura 5.3 Junta sísmica cubierta de un edificio aislado.
Fuente: Wiles, (2008).

5.5.3. Portales Sísmicos

Los edificios grandes a veces se componen de varias estructuras que están separados por juntas de expansión, permitiendo así un desempeño adecuado frente a eventos sísmicos. Separar las estructuras aisladas se hace más crítico para estructuras de base fijas debido a la magnitud del desplazamiento. Debido a que dos estructuras adyacentes siempre se comportan de manera diferente bajo fuerzas producidas por sismos, se deben separar sin causar ningún daño y sin golpearse una con la otra. El ASCE 7-10 reconoce este problema y señala que se proporcionará una separación adecuada entre los edificios adyacentes y estructuras circundantes, que no será menor al desplazamiento máximo total. Los ingenieros han desarrollado algunos métodos de diseño para resolver esta situación. Una opción consiste en proporcionar juntas sísmicas entre las dos estructuras, lo que permite que se muevan independientes entre sí. Tenderemos aberturas que serán cubiertas para mantener el acceso normal entre las estructuras. Otra opción es proporcionar un portal sísmico entre las estructuras adyacentes. Los portales sísmicos son, en esencia, un simple tramo de pasarela entre las estructuras que abarcan una distancia mayor que el desplazamiento estructural total máxima de un edificio y permite el movimiento de la estructura con normalidad (Wiles, 2008).

5.5.4. Transferencia de Cargas de Gravedad

Las cargas de gravedad de la superestructura deben ser soportadas por un sistema de aislamiento adecuado, previniendo los efectos de volteo. La distribución de cargas por encima de los aisladores puede afectar significativamente la estabilidad y el comportamiento de los dispositivos durante un evento sísmico. Las cargas de la superestructura se pueden transferir de muchas maneras a los aisladores. La forma ideal para es ubicando los aisladores debajo de las columnas del edificio. Si por alguna razón esto no es posible, se deben usar vigas de transferencia, para cargas directas fuera de las columnas y en aisladores que no han sido colocados bajo ninguna columna. Los aisladores también se pueden colocar debajo de los muros de corte, cuando son estos los que resistan a las fuerzas laterales debido al sismo. También es importante transferir a los aisladores las cargas de gravedad de manera uniforme para evitar la torsión no deseada.

5.5.5. Volteo y Cercanía a fallas geológicas

El volteo de la estructura en su conjunto y los aisladores individuales es un problema crítico discutido dentro del ASCE 7-10. Existen muchas opiniones sobre cómo reducir el volteo de la superestructura y de los aisladores. Uno de los problemas son las fallas cerca de donde hay grandes deformaciones del suelo, esto se presenta si una estructura se construye cerca o a lo largo de una línea de falla. Obviamente, esto se puede evitar al no construir una estructura cerca de una falla, sin embargo la mayor preocupación es; ¿qué tan lejos debe estar la estructura para ya no preocuparme?, cuando la falla es muy cercana a la estructura, se pueden experimentar grandes fuerzas sísmicas horizontales, así como un significativo aumento de la carga vertical. Si estas fuerzas actúan juntas existe la posibilidad de que un aislador se volteo. El ASCE 7-10 establece que el factor del volteo en la interfaz de aislamiento deberá ser menor a 1,0 al calcular con las combinaciones de carga que rigen.

5.5.6. Estructuras Alta y Esbelta

Las estructuras esbeltas no son adecuadas para usar aislamiento sísmico. Las estructuras esbeltas son aquellas que tienen una elevada relación entre la altura y el menor de sus lados. Este tipo de estructuras tienen problemas de volteo y un gran aumento de las fuerzas verticales y laterales producidas por el sismo al ser aplicadas simultáneamente o por separado. Una estructura de una altura determinada y con un tamaño base grande no es tan susceptible al volteo o al aumento de fuerzas que una estructura de la misma altura pero de

un tamaño de base pequeño. En algunos casos, la esbeltez controla el tipo de aislador que se debería usar. Los aisladores deslizantes por ejemplo se basan en el peso de estructuras; pero no deben utilizarse cuando es posible la elevación, ya que no tienen la capacidad de resistir la tensión como lo hace un aislador elastomérico. Las estructuras livianas que usan aisladores deslizantes tendrán dificultades para transferir cargas a través de la fricción de cizallamiento ya que es necesario una cantidad significativa de peso para enganchar las unidades de aislamiento. Los aisladores elastoméricos tampoco son adecuadas para resistir la tensión, pero son tolerables pequeñas cantidades de tensión.

5.5.7. Cargas de Viento

Las cargas de viento en estructuras aisladas pueden convertirse en gran problema en las regiones donde las velocidades del viento son muy altos o para estructuras muy altas. Los aisladores están diseñados de tal forma que no se deformarán durante un evento de viento, es decir, la estructura debe actuar como una estructura de base fija ante cargas de viento.

5.5.8. Conexiones en el aislador

Otro aspecto importante del diseño con aisladores es cómo se transfieren las fuerzas en la interfaz entre la superestructura, los aisladores, y la cimentación del aislador. Las conexiones pueden ser una probable debilidad en la estructura general si no están adecuadamente diseñados para soportar la transferencia de fuerzas.

Al igual que otros sistemas estructurales diseñados para resistir fuerzas sísmicas, se requieren conexiones avanzadas. Esto significa que habrá más detalle en el diseño y construcción de la conexión que en una estructura de base fija. Es importante contar con profesionales con experiencia en este tipo de conexiones. La Figura 5.4 muestra un ejemplo del tipo de conexiones que se requieren para ser detallado y diseñado.

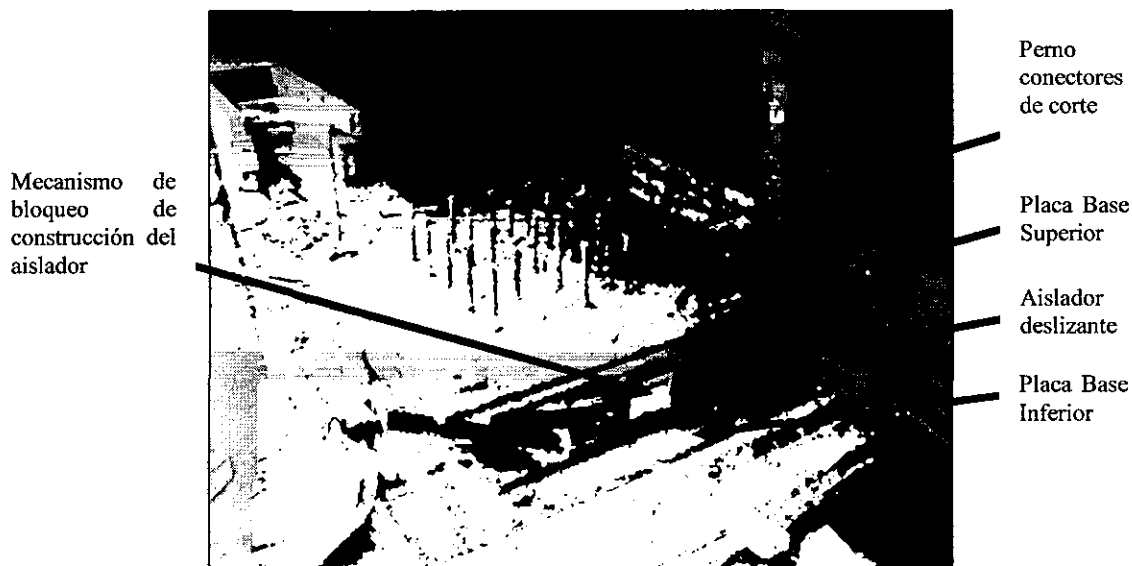


Figura 5.4 Conexiones de un aislador deslizante en contrucción.
Fuente: Wiles, (2008).

Las cargas se transfieren desde el aislador a la fundación de manera similar que de la superestructura al aislador. La placa inferior del aislador puede estar anclado a una losa del sótano para transferir las fuerzas que luego se disipa en la base por debajo de la losa.

5.5.9. Accesibilidad a los aisladores

En algún momento es necesario el acceso a los aisladores para que sea revisado y/o reemplazado. Una razón para esto es que el aislador fue dañado durante un sismo. Otra razón es que después de un tiempo se necesiten pruebas para verificar las propiedades del sistema de aislamiento. Independientemente del motivo, cualquier aislador debe poder ser visitado y eliminado. Es probable que el acceso a los aisladores involucre mayor tiempo en la construcción y mayores costos. Además, existen inspecciones periódicas necesarias al sistema de aislamiento de acuerdo a los de servicios de diseño. Los aisladores también pueden necesitar ser inspeccionados visualmente después de un evento sísmico para establecer que los elementos son estructuralmente sólidos y estables. En la Figura 5.5 se muestra el acceso al sistema de aislamiento.



Figura 5.5 Acceso libre al sistema de aislamiento para inspección

Fuente: <http://sirve.cl/archivos/proyectos/disenio-de-sistema-de-proteccion-sismica-edificio-marina-pai-hue>

CAPITULO VI: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLADORES ELASTOMERICOS

6.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La Clínica de Especialidades Médicas se encuentra ubicada en el distrito de San Borja, en el departamento de Lima. Su principal vía de acceso es la avenida Aviación, la cual se recorre en dirección al ovalo Higuereta hasta llegar al cruce con el jirón Eduardo Ordoñez donde se encuentra ubicada la clínica Especialidades Médicas.

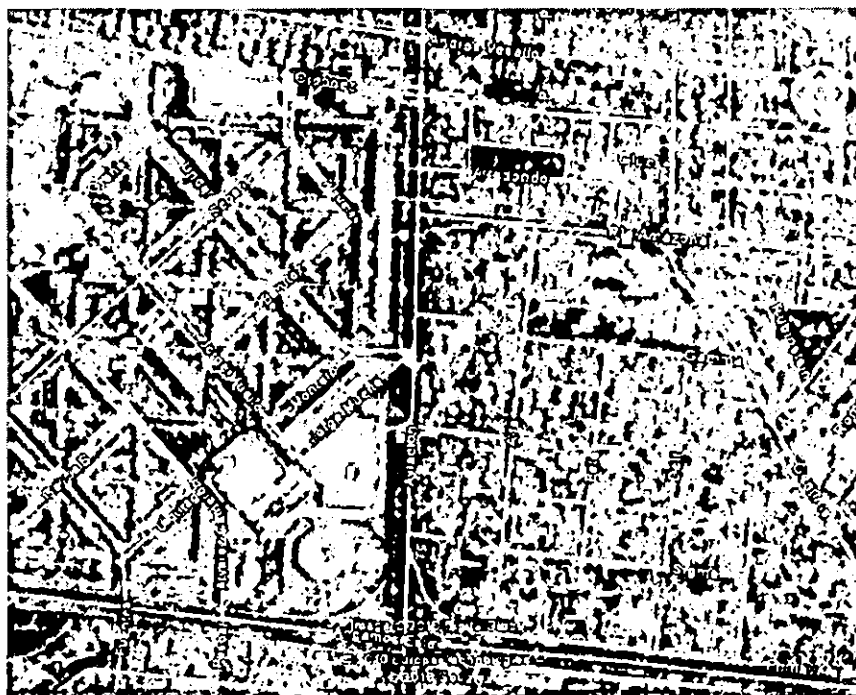


Figura 6.1 Ubicación satelital de la Clínica de Especialidades Médicas.
Fuente: Google Earth.

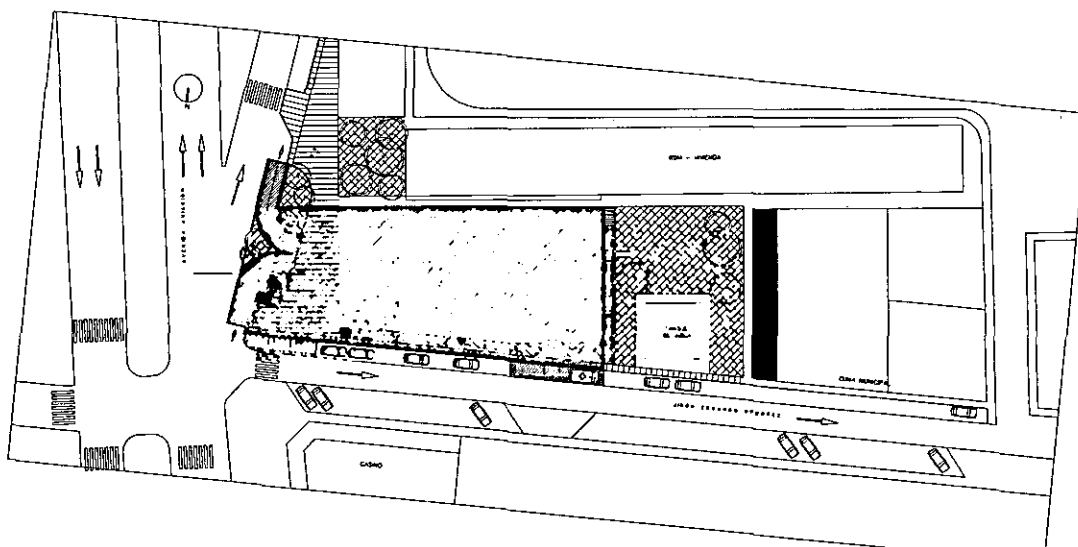


Figura 6.2 Área del proyecto Clínica de Especialidades Médicas.

La *Clinica de Especialidades Médicas* consta de 6 pisos y 2 sótanos, los 5 primeros pisos están destinados para el área de admisión, consultorios, salas de operación, salas de recuperación, salas de espera, entre otros, y el piso 6 funciona como terraza, sala de reuniones y área administrativa. La altura del edificio desde el nivel del suelo es de 22.44 m; con una área a construir (solamente de la superestructura) de aproximadamente 1150 m². Las dimensiones en planta son del orden de 48.15 m por 24.80 m con una altura de entrepiso típica de 3.74 m.



Figura 6.3 Estado actual de la Clínica de Especialidades Médicas.
Fuente: Meza Blandón y Sánchez García, (2010).

El sistema resistente para este proyecto es de pórticos en las dos direcciones principales, dando la rigidez necesaria para un edificio aislado sísmicamente, además de ello la transmisión de las cargas de gravedad es a través de una losa maciza que se apoya sobre los pórticos que conforman la estructura.

6.2. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

Para el análisis y diseño de la estructura de este proyecto hay que tener en cuenta lo siguiente:

- a. *Diseño por resistencia:* Este método es en esencia un diseño por estados límites, con la particularidad que la atención se centra en los estados límites últimos (Ottazzi ,2012).
- b. *Diseño por capacidad:* El diseño por capacidad se utiliza en un elemento estructural parar prevenir los modos de falla indeseables (Ottazzi ,2012).

- c. *Configuración estructural*: La norma de diseño sismorresistente clasifica una estructura como regular o irregular con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica (Norma E 030).
- d. *Excentricidad accidental*: Para estructuras con diafragmas rígidos, se supone que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y se considera además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) (Norma E030).
- e. *Análisis por combinación modal espectral*: El análisis dinámico se realiza mediante procedimientos de combinación espectral (Norma E-030).

6.2.1. Normas Empleadas

El análisis y diseño se ha realizado de acuerdo a los requerimientos de las siguientes normas:

- Norma E 020 de Cargas.
- Proyecto de Norma E 030 de Diseño Sismorresistente 2014.
- Norma E 050 de Suelos y Cimentaciones.
- Norma E 060 de Concreto Armado.
- ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

6.2.2. Cargas de diseño

La razón de ser de todo elemento estructural es la de poder resistir de manera segura las distintas cargas que puedan actuar durante su vida útil. Para el diseño de nuestra edificación consideraremos principalmente tres tipos de cargas:

- a. *Carga Muerta (CM)*: Conformado por el peso propio de los elementos estructurales (losas, vigas, placas y columnas) y tabiques de albañilería.
 - Peso del concreto 2.40 ton/m³
 - Peso piso terminado 0.10 ton/m²
 - Peso tabique de albañilería 1.80 ton/m³
 - Peso muro cortina 0.06 ton/m²
- b. *Carga Viva (CV)*: Es aquella que aparece por acciones durante el proceso constructivo y posteriormente es generada por el peso de los ocupantes, muebles,

equipos y otros elementos móviles que en conjunto reciben el nombre de sobrecarga, a continuación se presentan las sobrecargas de un hospital.

- S/C salas de operación, laboratorios y zonas de servicio 0.30 ton/m²
- S/C cuartos 0.20 ton/m²
- S/C corredores y escaleras 0.20 ton/m²
- S/C azotea 0.10 ton/m²
- S/C estacionamientos (vehículos) 0.25 ton/m²

c. *Carga de Sismo (CS)*: Son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura.

Las estructuras y elementos estructurales de concreto armado se diseñarán para obtener en todas sus secciones resistencias por lo menos iguales a las resistencias requeridas o últimas (R_u) calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la Norma E 060-2009, este método se llama Diseño por Resistencia.

Resistencia de Diseño > Resistencia Requerida

A continuación se muestran los factores de amplificación para las resistencias requeridas según la Norma E.060-2009:

Cargas muertas (CM), vivas (CV) y sismo (CS):

- $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $U = 1.25(CM + CV) + CS$
- $U = 1.25(CM + CV) - CS$
- $U = 0.9CM + CS$
- $U = 0.9CM - CS$

Por otro lado para tener en cuenta los efectos de variabilidad de la resistencia nominal (M_n) es que se introducen factores de reducción de resistencia (ϕ) según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento, estos factores son:

- Para flexión sin carga axial $\phi = 0.90$
- Para flexión con carga axial de tracción $\phi = 0.90$
- Para cortante sin o con torsión $\phi = 0.85$
- Para compresión y flexo-compresión:
 - o Elementos con espirales $\phi = 0.75$

- Elementos con estribos $\phi = 0.70$
- Para cortante sin o con torsión $\phi = 0.85$

6.2.3. Estudio de Suelos

Las características del suelo son:

- Superficialmente el material es de relleno clasificado.
- Capacidad admisible: 4.70 kg/cm^2 .
- Peso unitario del suelo de cimentación: 1800 kg/cm^3 .
- Coeficientes de presión lateral: $K_a: 0.319$ y $K_p: 3.137$.
- Profundidad mínima de cimentación: 1.50 m .

6.2.4. Características y propiedades de los materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados para los elementos de concreto son:

Concreto:

- Resistencia a la compresión (f'_c): 350 kg/cm^2 , 280 kg/cm^2 y 210 kg/cm^2 .
- Módulo de elasticidad (E_c): $15000 \sqrt{f'_c}$.
- Deformación unitaria máxima (ϵ_{cu}): 0.003 .

Acero de refuerzo:

- Esfuerzo de fluencia (f_y): $4\,200 \text{ kg/cm}$.
- Módulo de elasticidad (E_s): $2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$.
- Deformación máxima antes de la fluencia (ϵ_s): 0.0021

6.3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

La estructuración busca ubicar y orientar los elementos estructurales como son vigas, columnas y losas macizas tomando como base los planos de arquitectura, de este modo la edificación podrá tener un buen comportamiento bajo solicitaciones de cargas de gravedad o de sismo.

Se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios para la concepción estructural (Blanco Blasco, 1997):

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.



- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Rigidez lateral
- Diafragma Rígido
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa

El Pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión aproximada o tentativa a los distintos elementos estructurales, en base a ciertos criterios estipulados en la Norma E060 de Concreto Armado. Una vez realizado el análisis se verificará si las dimensiones asumidas para los elementos son convenientes o tendrán que modificarse para continuar con el diseño de los mismos.

6.3.1. Estructuración del Edificio

Cuanto más compleja sea la estructura más complejo será predecir su comportamiento ante solicitaciones sísmicas, por ello la distribución de elementos estructurales deberá ser lo más simple y simétrico posible para poder acercarnos más a una respuesta real de la edificación.

Columnas

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión; pero además puede llegar a tener grandes esfuerzos flexión y corte. En nuestro edificio, el mismo que estará aislado sísmicamente, la mayor preocupación que tendremos en estos elementos son las cargas de gravedad. Toda la estructura está conformada por columnas.

Vigas

Las vigas tienen en su mayoría, dimensiones de 0.35x0.60 m tanto en la dirección X como en la dirección Y. En las losas en voladizo del techo del piso 6 se colocaron vigas de 0.25x0.60 m. En los ductos debido a ascensores se colocaron vigas para que solo resistan cargas de gravedad.

Losas

Todas las losas son macizas de 0.20 m de espesor. En las zonas cercanas a las escaleras en todos los niveles se mantuvo el espesor de 0.20 m, para poder asegurar una buena integración entre las losas de la escalera.

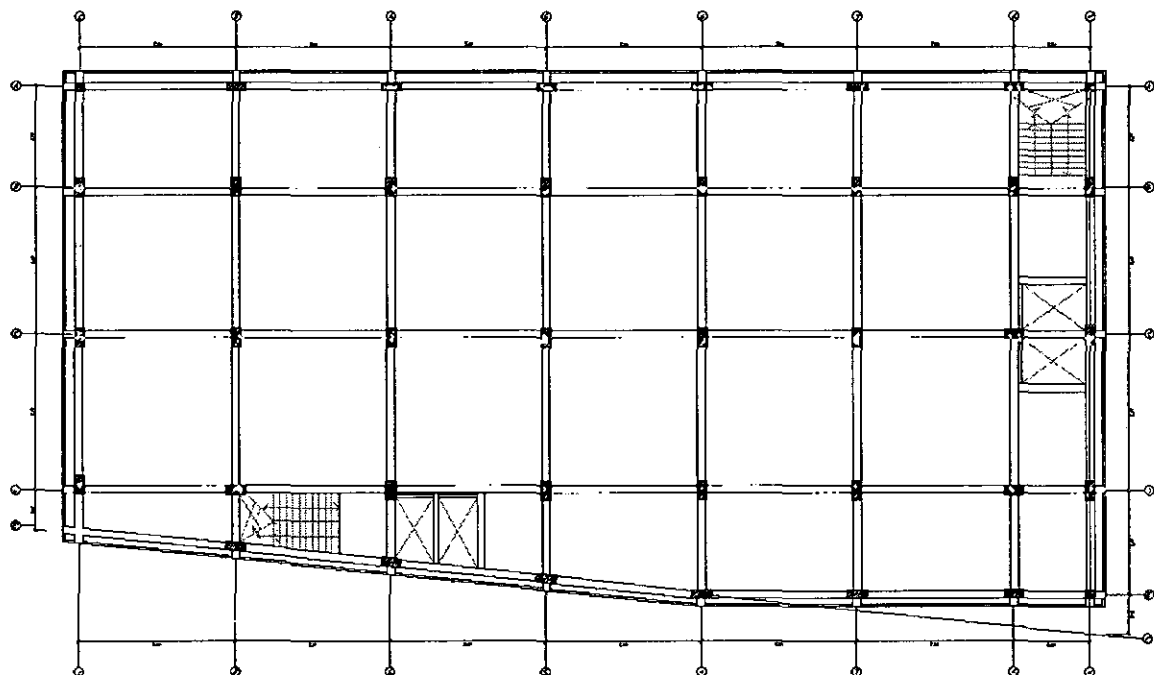


Figura 6.4 Planta estructural típica del primer al quinto piso.

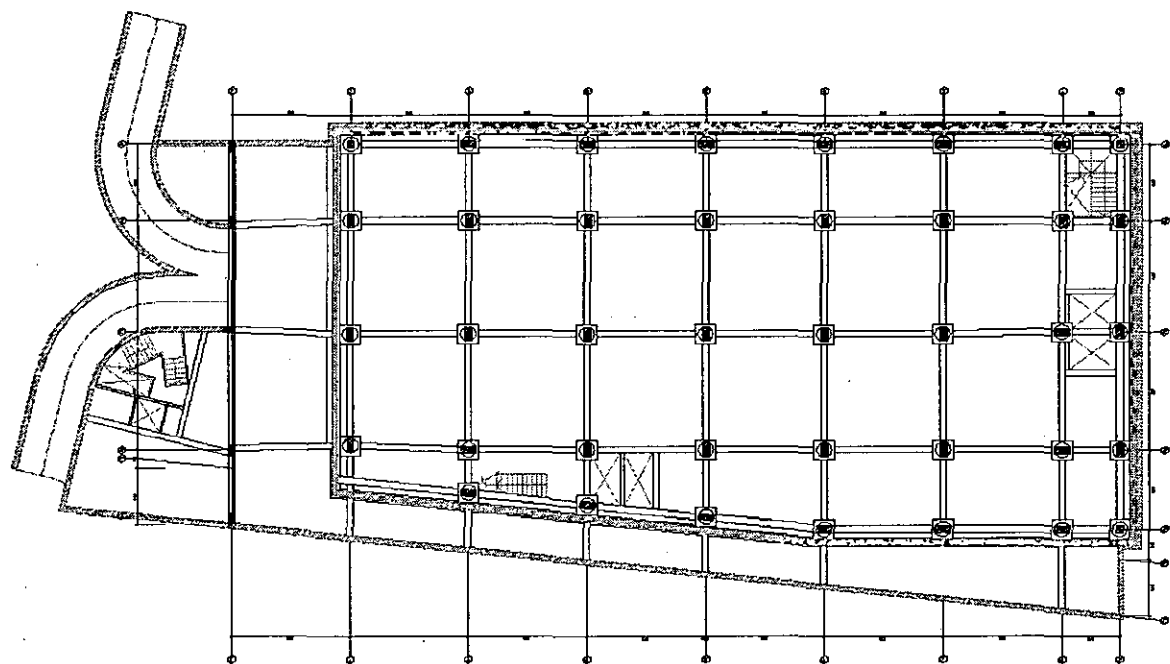


Figura 6.5 Planta estructural del sótano 1.

6.3.2. Predimensionamiento del Edificio

Después de haber fijado la forma, ubicación y distribución de los elementos estructurales, es necesario partir inicialmente de dimensiones que se acerquen lo más posible a las dimensiones finales requeridas por el diseño.

Un buen predimensionamiento evitará los análisis sucesivos, que se realizarían hasta que las dimensiones satisfagan los requerimientos de las normas de diseño. Existen muchos criterios para pre dimensionar los elementos estructurales, unos más empíricos que otros pero finalmente son la experiencia y el buen criterio los que prevalecen en la elección de algunos criterios.

Los criterios utilizados para calcular las dimensiones de los elementos estructurales serán tratando de cumplir los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones en sus capítulo E 020, E 030, E050 y E0.60.

Losas Macizas

Debido a que la resistencia y rigidez de una losa armada en dos direcciones es muy buena, se requieren peraltes reducidos, se pueden considerar igual $1/40$ la luz libre o $1/180$ el perímetro del paño (Blanco Blasco, 1997).

- Espesor: Luz libre /40 = $6.875/40 = 0.172$ m.
- Espesor: Perímetro/180 = $2 \times (6.875 + 6.8)/180 = 0.152$ m.

Se decidió emplear una losa maciza de 0.20 m de espesor, el peralte es mayor al calculado no solo por redondeo sino también debido a que las cargas a las que la losa estará sometida son grandes.

Escaleras

La escalera tiene las siguientes características: dos tramos iguales para cubrir una altura típica de 3.74 m, es decir, 18 contrapasos de 0.208 m de altura y pasos de 0.30 m de longitud.

En este proyecto se tiene 3 escaleras, la que conecta los sótanos con el nivel 0+0.00 y la que conecta sótanos y superestructura tendrán una garganta de 0.20 m, y la escalera que va en los 6 niveles de la superestructura será de 0.30 m.

Vigas

Las vigas son los elementos que reciben la carga de las losas y tabiques del edificio para transmitirlos a las columnas y muros; además, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio

El peralte de una viga debe estar en el orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre (Blanco Blasco, 1997). La norma E.060 indica que para aquellas vigas que formen pórticos con responsabilidad sísmica, no debemos considerar dimensiones menores a 25 cm.

Se usarán vigas de 0.35x0.60 m para la superestructura y los sótanos, para el nivel de aislamiento superior se usaran vigas de 0.40x0.85 m y para el nivel de aislamiento inferior se usaran vigas de 0.40x0.65 m.

Columnas

Las columnas del edificio son las únicas que junto con las vigas forman los pórticos resistentes a cargas laterales; pero debido a que es un edificio aislado sísmicamente, nuestra mayor preocupación son las cargas de gravedad. Estos elementos tienen áreas tributarias importantes y, en consecuencia, cargas verticales igualmente importantes.

Las dimensiones de las columnas que estarán sometidas principalmente a compresión se calcularán con la *Area de columna* = $\frac{P(servicio)}{0.45 \cdot f'c}$ **Ecuación**
6.1 (Blanco Blasco, 1997).

$$Area\ de\ columna = \frac{P(servicio)}{0.45 \cdot f'c} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Las columnas intermedias serán de 0.45x0.90 m, las exteriores que de todas formas se llevarán un pequeño porcentaje de sismo serán de 0.40x0.90 m, y las columnas exteriores que tienen muy poca área tributaria serán de 0.40x0.40m.

6.4. MODELAMIENTO EN SOFTWARE

El modelamiento de la estructura con base fija y aislada se realiza en el ETABS V9.7.4. El modelo estructural que se emplea para el análisis de la estructura de base fija es prácticamente el mismo que el de base aislada, la diferencia radica en los aisladores en sí y los elementos, nodos adicionales necesarios para la conexión de los aisladores con la superestructura y la subestructura; además se implementaron vigas de conexión y capiteles

en el nivel basal y bajo estos se ubicaron los aisladores que sirven de conexión entre la superestructura la subestructura.

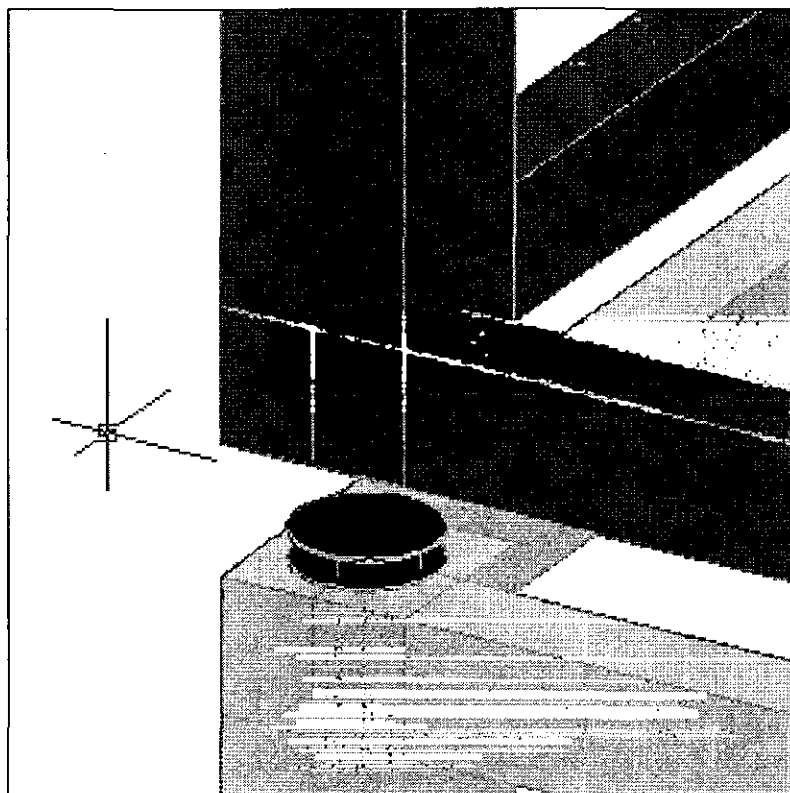


Figura 6.6 Representación tridimensional del sistema de aislamiento, amarillo subestructura, rojo aislador, verde capitel, columnas y vigas de conexión.

Fuente: Cando, Monrroy, Ortega y Puerres, (2012).

6.4.1. Modelamiento de la Estructura Convencional

La modelación de la estructura de base fija se hizo en forma detallada considerando todos los elementos de la estructura, para obtener un efecto más real en su comportamiento.

Se consideró la base del edificio empotrada al suelo. Para el sistema que conforman los pórticos se utilizaron elementos tipo *frame* con sus respectivas secciones según el pre diseño, para las losas de cada nivel se usaron elementos *slab* que solo transmiten cargas (tipo membrana, no tienen rigidez apreciable), los muros de sótano son modelados con elementos *wall* (tipo Shell). Se le asignó a cada nivel un diafragma rígido para que cumpliera las funciones de la losa (desplazamiento uniforme en todos los elementos verticales).

Las cargas que son necesarias para el análisis modal se consideran a través de los elementos, es decir, el programa calculara el peso propio de cada uno de ellos. Además se le

asignan la sobrecarga a los paños de losa y la carga muerta distribuida debido a los tabiques de acuerdo a la arquitectura del edificio.

Se definió la masa de la estructura, en función a las cargas peso propio de los elementos y cargas asignadas, como el 100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva, (Artículo 4.3 Proyecto de Norma E 030-2014).

Para el análisis dinámico modal espectral se definieron 3 modos de vibración por cada nivel de la superestructura (2 de traslación y 2 de rotación). Se introdujo al modelo un espectro de aceleraciones de acuerdo a las características tanto de la estructura como el lugar en el que será construido. La fuerza cortante en la base obtenida con el análisis dinámico, será escalada a un porcentaje de la fuerza obtenida en el análisis estático, de acuerdo a lo indicado en el Proyecto de Norma E 030.

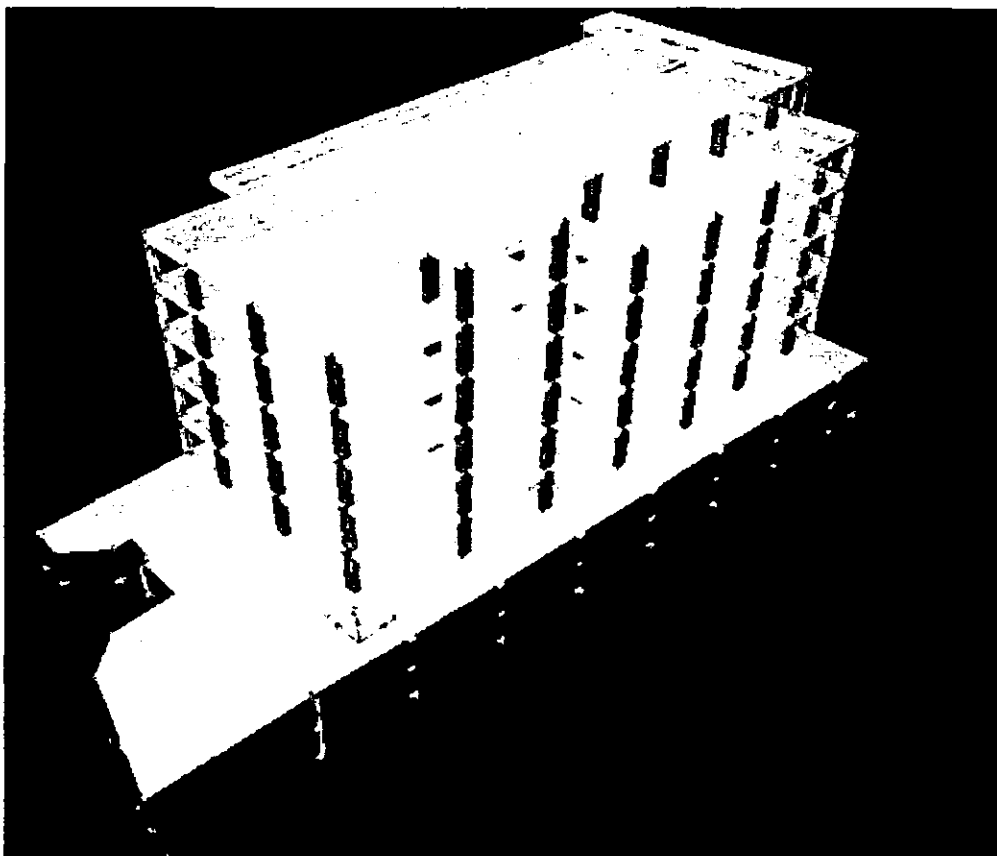


Figura 6.7 Representación tridimensional del modelo de base fija, vista frontal y lateral derecha de la estructura.

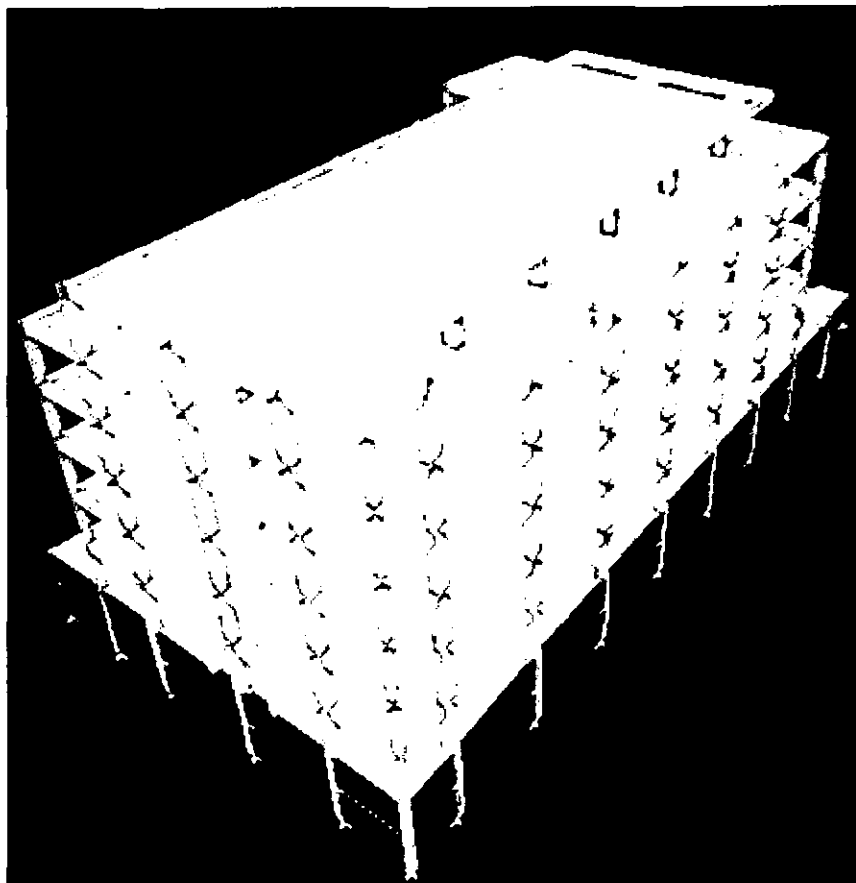


Figura 6.8 Representación tridimensional del modelo de base fija, vista posterior y lateral izquierda de la estructura.

6.4.2. Modelamiento de la Estructura Aislada

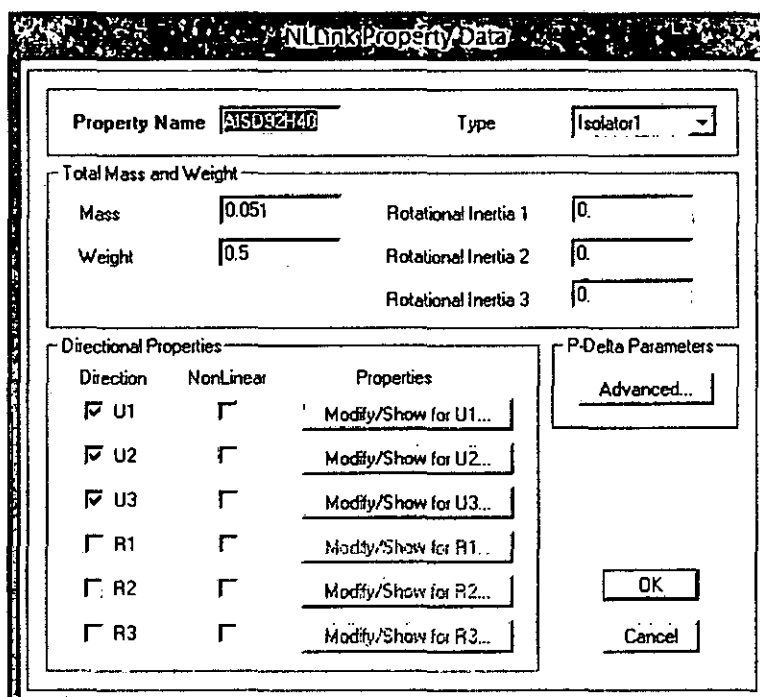
Para el modelamiento de la estructura aislada, se consideran las mismas características de la estructura convencional, agregando todos los elementos propios del sistema de aislación, como los capiteles, vigas de aislamiento superior e inferior y los aisladores.

Tendremos dos modelos, uno para el sismo máximo y otro para el sismo de diseño, la diferencia entre ellos radica en el espectro de diseño y las propiedades de los aisladores, debido a que estas dependen del desplazamiento. Ver acápite 6.6.4.2.

La incertidumbre acerca de la respuesta real de la superestructura se reduce al utilizar un sistema de aislación basal, porque principalmente permanecerá en el rango elástico, siendo posible un menor detalle de ella; pero se dejará el mismo nivel de detalle que en el análisis convencional para poder evaluar de mejor manera la distribución de esfuerzos y deformaciones.

El sistema de aislación se modeló considerando la distribución espacial de los aisladores. Una vez modelada la estructura de la forma convencional se retiran los apoyos en la base y se colocan vigas de suficiente peralte para unir los elementos como placas y columnas con adecuada rigidez a momento. Luego se deben definir los elementos *Link* e introducir sus propiedades de acuerdo a lo calculado. En las Figura 6.9, Figura 6.10, Figura 6.11 se observa cómo se deben ingresar estas propiedades. Los valores en las figuras corresponden al aislador de 0.92 m de diámetro, calculado más adelante.

Para los aisladores con núcleo de plomo se crearon elementos *Link* tipo Isolator1. Al cual se le asignó un peso de aproximadamente 0.5 ton, tendrá movimiento en las direcciones U1, U2 y U3; y se colocaron las propiedades mecánicas como rigidez y amortiguamiento efectivo tanto la dirección vertical (U1), como a las 2 direcciones horizontales (U2 y U3).



NLink Property Data

Property Name: Type:

Total Mass and Weight

Mass: Rotational Inertia 1:

Weight: Rotational Inertia 2:

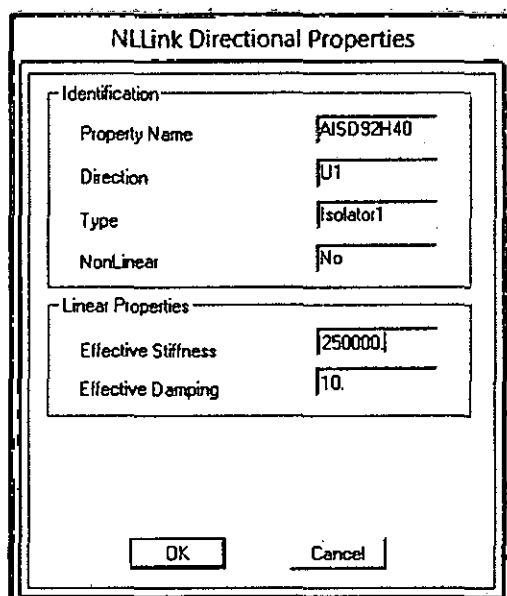
Rotational Inertia 3:

Directional Properties

Direction	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3..."/>
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R1..."/>
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R2..."/>
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R3..."/>

P-Delta Parameters

Figura 6.9 Pantalla de ingreso de propiedades de un aislador con núcleo de plomo



NLLink Directional Properties

Identification

Property Name: AISD92H40

Direction: U1

Type: Isolator1

NonLinear: No

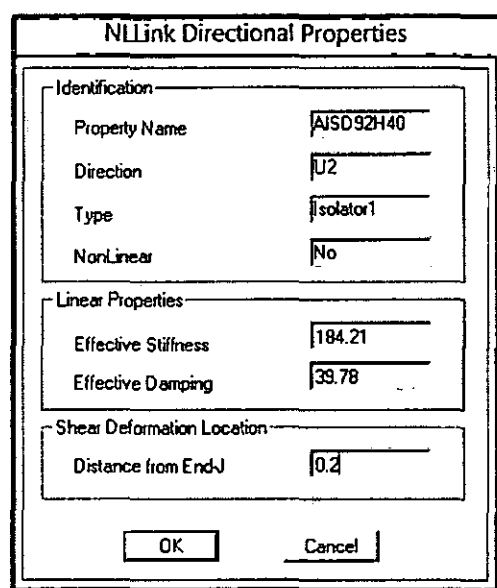
Linear Properties

Effective Stiffness: 250000

Effective Damping: 10

OK Cancel

Figura 6.10 Pantalla de ingreso de propiedades en la dirección vertical (U1).



NLLink Directional Properties

Identification

Property Name: AISD92H40

Direction: U2

Type: Isolator1

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 184.21

Effective Damping: 39.78

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.2

OK Cancel

Figura 6.11 Pantalla de ingreso de propiedades en las direcciones laterales (U2 y U3).

Para los deslizadores se crearon elementos *Link* tipo Isolator2. El resto de propiedades a asignar es igual al detallado anteriormente con masa y peso practicamente igual a 0.

En la Figura 6.12 se muestra una elevación del sistema de aislamiento, teniendo el orden de arriba a debajo de, capitel superior, aislador (que es casi imperceptible), capitel inferior, los capiteles a su vez están conectados por las vigas de aislamiento superior y las vigas de aislamiento inferior respectivamente.

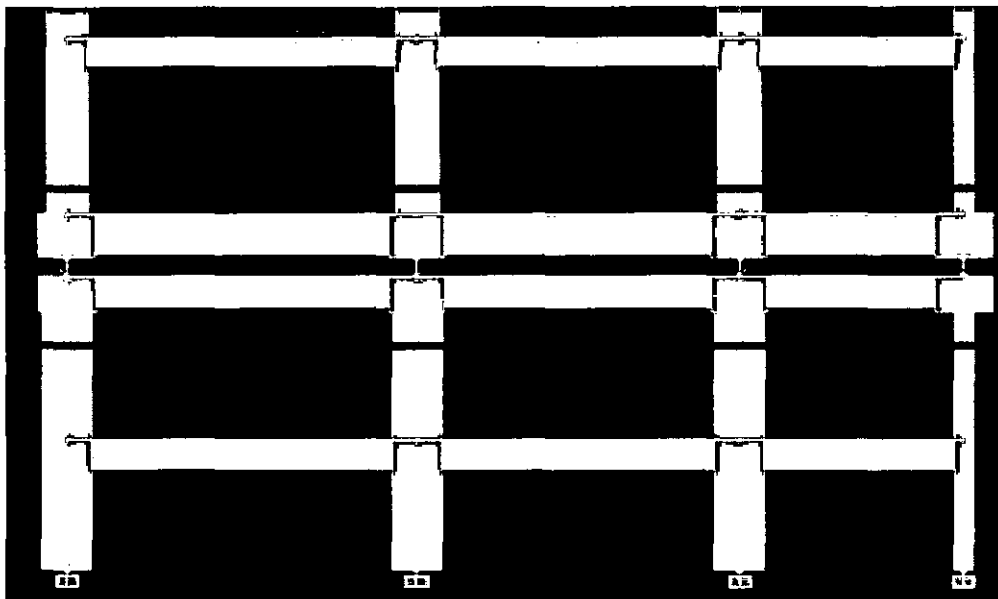


Figura 6.12 Elevación del sistema de aislamiento.

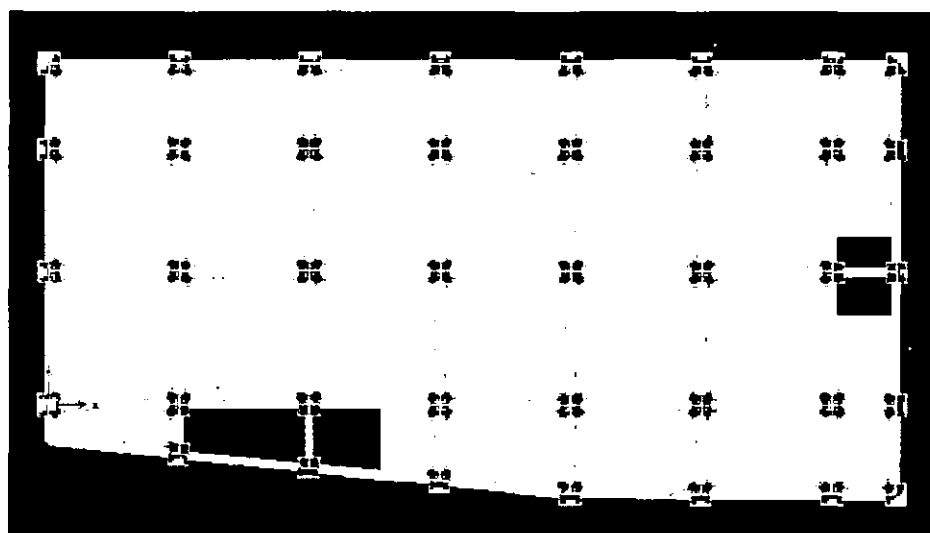


Figura 6.13 Plata de aislamiento superior (capiteles y vigas de aislamiento superior).

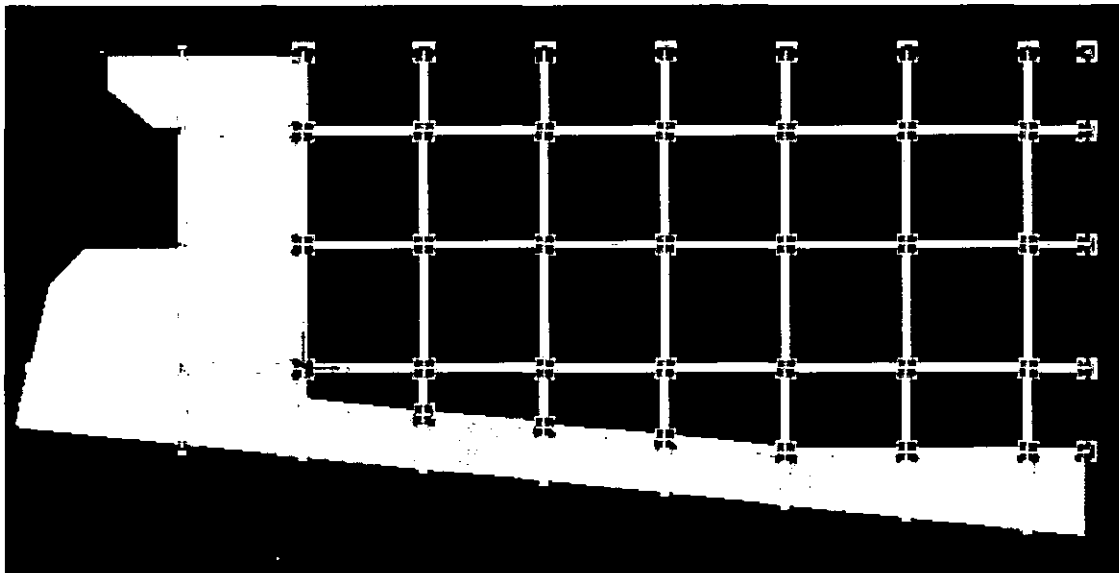


Figura 6.14 Planta de aislamiento inferior (capiteles, vigas de aislamiento inferior); además de los muros de sótano.

Los aisladores fueron modelados como elementos frame (none), luego se seleccionó estos elementos y se les asignó los link properties que fueron creados anteriormente, de acuerdo a la distribución en planta de los aisladores.

6.5. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL

El análisis sísmico desarrollado es un análisis espectral. Un análisis espectral utiliza aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. La respuesta dinámica máxima se obtendrá de la combinación cuadrática completa de los valores obtenidos para cada modo, (Proyecto de Norma E 030-2014).

6.5.1. Parámetros Sísmicos y Espectro de Diseño

A continuación se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según los requerimientos del Proyecto de Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2014, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones X e Y.

- **Factor de Zona (Z):** Se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años. De la tabla N° 1.
 - $Z=0.45$ (parámetro de zonificación, Lima pertenece a la zona 4)
- **Factor de Condiciones Geotécnicas (S, T_p y T_L):** De acuerdo al estudio de suelos tenemos Suelo tipo S1, corresponde a rocas o suelos muy rígidos. De la tabla N° 3 y N° 4.
 - $S=1$, para Z4 y S1. $T_p=0.4$ y $T_L=2.5$, para suelo S1.
- **Factor de Amplificación Sísmica (C):** Se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad \text{Ecuación 6.2}$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5(T_p/T) \quad \text{Ecuación 6.3}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5(T_p * T_L/T^2) \quad \text{Ecuación 6.4}$$

- **Factor de Uso (U):** Nuestra edificación es una clínica. De la tabla N° 5.
 - $U = 1.5$ (Factor de uso, una clínica pertenece a la categoría A).
- **Configuración estructural:** Se observa que la estructura en estudio no tiene irregularidad en planta ni en elevación. Se verificara la existencia de irregularidad torsional en planta con los resultados que se obtengan posteriormente.
- **Coefficiente Básico de Reducción (R_0):** La estructura está formada por pórticos en ambas direcciones X e Y. De la tabla N° 7.
 - $R_0=8$, (Para un sistema estructural tipo pórticos).
- **Coefficiente de Reducción de la Fuerzas sísmicas (R):** De la tabla N° 8 y N° 9, la estructura no presenta irregularidades en altura $I_a = 1$; pero sí presenta irregularidad torsional en planta (Tabla 6.3 y Tabla 6.4) por lo tanto $I_p = 0.75$.

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad \text{Ecuación 6.5}$$

$$R = 8 * 1 * 0.75 \quad R = 6$$

Para las dos direcciones analizadas, se utilizó un espectro de pseudo aceleraciones definido por $S_a = (ZUCS/R) \times g$. Figura 6.15 muestra el espectro diseñado para ambas direcciones.

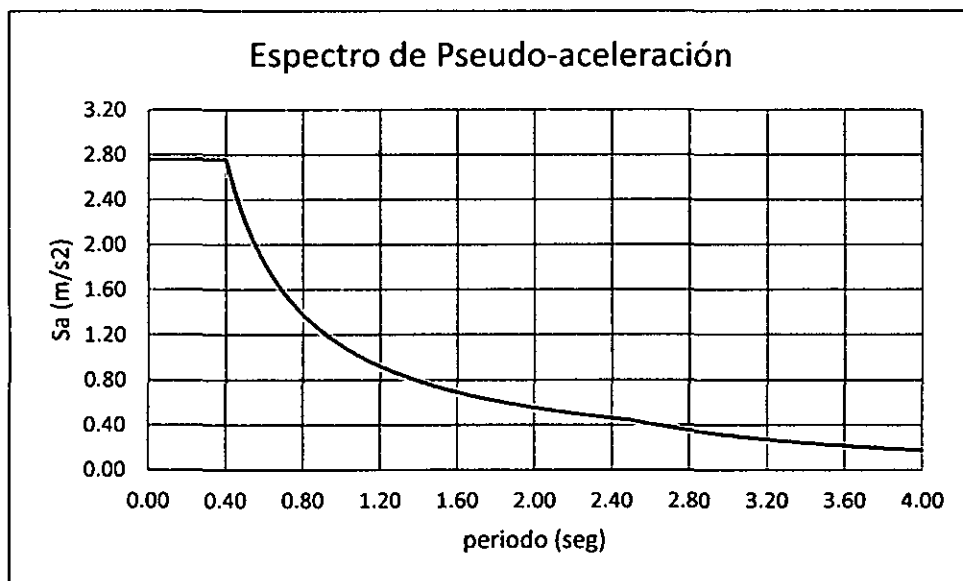


Figura 6.15 Pseudo-aceleración espectral.

Tabla 6.1 Valores de la Pseudo-aceleración espectral.

	2.500	16.554	2.759
	2.500	16.554	2.759
	1.250	8.277	1.380
	0.833	5.518	0.920
	0.625	4.139	0.690
	0.500	3.311	0.552
	0.417	2.759	0.460
	0.319	2.112	0.352
	0.244	1.617	0.269
	0.193	1.277	0.213
	0.156	1.035	0.172

6.5.2. Resultados del Análisis Sísmico

6.5.2.1. Modos de Vibración

La Tabla 6.2 muestra los resultados del periodo de vibración y porcentaje de masa participante para los 18 modos de vibración del edificio.

Tabla 6.2 Periodos y masa participante.

1	1.262	5.548	75.175
2	1.238	73.675	4.913
3	1.105	2.819	0.753
4	0.386	9.215	0.765
5	0.379	0.624	10.024
6	0.339	0.391	0.041
7	0.214	3.772	0.037
8	0.199	0.054	4.390
9	0.185	0.162	0.090
10	0.142	2.064	0.012
11	0.127	0.052	1.785
12	0.119	0.046	0.519
13	0.099	1.144	0.003
14	0.087	0.011	0.973
15	0.083	0.022	0.135
16	0.075	0.397	0.000
17	0.067	0.000	0.384
18	0.063	0.006	0.003

Los resultados muestran que el edificio tiene rigidez muy parecida en ambas direcciones. De la Tabla 6.2 se observa que en el eje Y el periodo predominante es de $T = 1.262$ correspondiente al Modo 1 con porcentaje de masa participante 75.18%; en el eje X, se tiene $T = 0.25$ como periodo predominante que corresponde al modo de vibración, con 73.675% de masa participante. Pero estos resultados no llegan al 90% del total de la masa, por lo tanto para obtener el periodo y el factor de amplificación que se usaran en el análisis estático, se hará una ponderación de los modos de vibración que sumen 90% de la masa participativa.

6.5.2.2. Desplazamientos Laterales

Las Tabla 6.3 y Tabla 6.4 muestran los desplazamientos elásticos e inelásticos obtenidos. El desplazamiento inelástico se obtiene multiplicando 0.75 R (coeficiente de reducción) el desplazamiento elástico. Además muestra de acuerdo a las derivas obtenidas si el edificio es irregular por torsión en planta de acuerdo a la Tabla N° 9 (Proyecto de Norma E 030-2014). Se observa que en las dos direcciones es irregular y que muchos pisos sobrepasan la deriva límite de 7/1000.

Tabla 6.3 Desplazamiento laterales obtenidos en la dirección X.

0.0464	0.2088	0.0189	3.74	5.05	7.00	1.39	I
0.0422	0.1899	0.0248	3.74	6.62	9.25	1.40	I
0.0367	0.1652	0.0365	3.74	9.75	12.00	1.23	I
0.0286	0.1287	0.0455	3.74	12.15	14.25	1.17	R
0.0185	0.0833	0.0486	3.74	12.99	15.08	1.16	R
0.0077	0.0347	0.0347	3.74	9.26	10.64	1.15	R

Tabla 6.4 Desplazamiento laterales obtenidos en la dirección Y.

0.0480	0.2160	0.0203	3.74	5.41	7.62	1.41	I
0.0435	0.1958	0.0288	3.74	7.70	11.04	1.43	I
0.0371	0.1670	0.0383	3.74	10.23	14.49	1.42	I
0.0286	0.1287	0.0473	3.74	12.63	17.20	1.36	I
0.0181	0.0815	0.0491	3.74	13.11	17.87	1.36	I
0.0072	0.0324	0.0324	3.74	8.66	11.96	1.38	I

6.5.2.3. Fuerza Cortante

La fuerza cortante basal (V) para el análisis estático está definida como $(ZUCS \cdot P)/R$, de acuerdo al numeral 4.5.2 del Proyecto de Norma E 030-2014.

Tabla 6.5 Calculo de la fuerza cortante en la base.

	0.45
	1
	0.4
	2.5
	1.5
	6
T_x (seg)	1.112
T_y (seg)	1.162
C_x	1.045
C_y	0.983
	9476.92
V_x (ton)	1114.13
V_y (ton)	1048.35

A continuación se presentan las fuerzas cortantes de entrepiso obtenidos por el análisis dinámico modal.

Tabla 6.6 Fuerzas cortantes producidas por la aceleración en X en cada piso.

	ESPXX	173.74	12.62
	ESPXX	363.00	25.21
	ESPXX	485.16	34.31
	ESPXX	578.18	41.47
	ESPXX	670.19	47.73
	ESPXX	742.12	52.58

Tabla 6.7 Fuerzas cortantes producidas por la aceleración en Y en cada piso.

	ESPYY	12.96	178.39
	ESPYY	25.83	368.56
	ESPYY	34.60	481.92
	ESPYY	41.38	569.54
	ESPYY	47.51	661.87
	ESPYY	52.58	736.14

El Proyecto de Norma E 030-2014 en el numeral 4.6.4, establece que para estructuras irregulares la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor al 90 % de la fuerza cortante calculado por el análisis estático. Por lo tanto, si es necesario, hay que incrementar el cortante dinámico al valor mínimo.

Tabla 6.8 Fuerza cortante mínima y factor de escala en cada dirección de análisis.

	1114.13	1002.72	742.12	1.35
	1048.35	943.51	736.14	1.28

6.5.2.4. Junta de Separación

El Proyecto norma E 030-2014 señala que la estructura se debe separar del límite de propiedad una distancia “s” el mismo que no debe ser menor a.

- $S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos de los bloques adyacentes
 $S > 2/3(21.6) = 14.40 \text{ cm}$
- $S = 3 + 0.006x(h-500)$ en cm, donde h es la altura total del edificio (cm)
 $S = 3 + 0.006x(2244-500) = 13.50 \text{ cm}$
- $S > 3 \text{ cm}$

Finalmente con estas propiedades (que solo es para un análisis comparativo) se debe considerar una junta de separación sísmica de 15 cm.

6.6. DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

6.6.1. Parámetros Sísmicos para el Diseño

- **Zona sísmica (Z):** Zona sísmica 4.
 - Para sismo de Diseño (DBE): 0.45 (10% de probabilidad de ser excedido den 50 años).
 - Para sismo máximo esperado (MCE): $1.5 \times (0.45) = 0.675$ (2% de probabilidad de ser excedido den 50 años).
- **Tipo de suelo:** Suelo tipo 1 (S1).
 - $S=1$, para suelo S_1 y Z_4
 - $T_P=0.4$ y $T_L=2.5$, para suelo S_1 .
- **Factor de Uso (U):**
 - $U=1$, para edificios con aislamiento sísmico.
- **Factor de amplificación dinámica:** C, (introducir fórmula).

6.6.2. Procedimiento de Diseño.

El procedimiento de diseño consiste en un proceso iterativo de hacer variar las propiedades dinámicas y geométricas de los aisladores y deslizadores, además de la distribución de los elementos, con la finalidad de llegar al desempeño esperado, es decir control de derivas de entrepiso, disminuir las aceleraciones de la estructura, reducción de esfuerzos en los elementos estructurales.

En primer lugar se establecen el periodo y amortiguamiento objetivo de la estructura aislada, luego se procede a calcular el desplazamiento para los sismos de diseño y sismo máximo, haciendo uso de un procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente, dado por la norma Americana ASCE/SEI 7-2010. Se hace uso de las siguientes fórmulas para el cálculo del desplazamiento y desplazamiento total, considerando la excentricidad del sistema de aislamiento.

$$D = \frac{S_a \cdot T^2 \cdot g}{4 \cdot \pi^2 \cdot B} \quad \text{Ecuación 6.6}$$

Donde:

D: Desplazamiento de la estructura aislada.

S_a: Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento, ZUCS.

T: Periodo objetivo del sistema de aislamiento.

B: Coeficiente de amortiguamiento, que depende del amortiguamiento objetivo de la estructura aislada. Ver Tabla 5.2.

g: Gravedad.

$$D_T = D \cdot \left[1 + y \cdot \frac{12 \cdot e}{(b^2 + d^2)} \right] \quad \text{Ecuación 6.7}$$

Donde:

D: Desplazamiento de la estructura aislada.

D_T: Desplazamiento total de la estructura aislada, considerando excentricidad accidental.

y: Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento más distante.

e: Excentricidad accidental, considerada como el 5% del lado perpendicular al sismo en análisis.

b y d : Dimensiones en planta de la estructura .



Luego de obtener los parámetros objetivos iniciales, se procede a calcular los parámetros geométricos y dinámicos de los aisladores, deslizadores y del sistema de aislamiento sísmico.

A continuación se realiza un análisis dinámico espectral, introduciendo las propiedades dinámicas de aisladores y deslizadores. Los resultados obtenidos tendrán que cubrir las tolerancias máximas de desplazamiento de entrepiso, eliminar torsiones en planta y tracciones en los elementos del sistema de aislamiento.

Al finalizar todo el procedimiento se llega a la conclusión que los parámetros objetivos planteados iniciales cumplen con el desempeño esperado para la estructura, de no ser así, se plantea otra solución, haciendo variar las propiedades y distribución de los elementos del sistema de aislamiento. Ver el Anexo I.

6.6.3. Parámetros Iniciales de la Estructura Aislada

- **Parámetros objetivos:**

- Periodo objetivo (DBE): $T=2.591$ seg.
- Amortiguamiento objetivo (DBE): $\beta =26.71\%$
- Periodo objetivo (MCE): $T=3.061$ seg.
- Amortiguamiento objetivo (MCE): $\beta =15.28\%$

- **Desplazamientos:**

- Desplazamiento de Diseño (D_D): $DD=0.171$ m.
- Desplazamiento total de Diseño (D_{TD}): $DTD=0.212$ m.
- Desplazamiento Máximo (D_M): $DM=0.309$ m.
- Desplazamiento Máximo Total (D_{TM}): $DTM=0.382$ m.

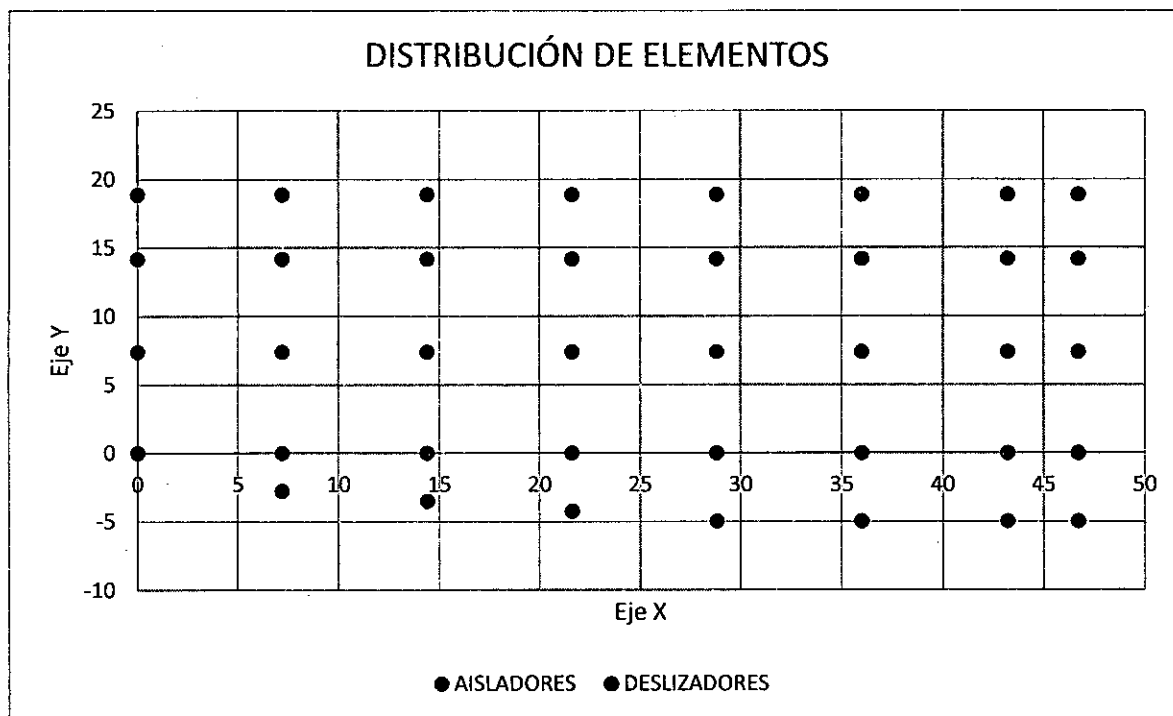


Figura 6.16 Esquema de distribución de aisladores y deslizadores.

6.6.4. Propiedades Geométricas y Dinámicas de Aisladores y Deslizadores

Las propiedades de los aisladores y deslizadores son valores que cambian de acuerdo a los ciclos de iteración en el proceso de diseño.

6.6.4.1. Propiedades Geométricas

Aisladores

- Diámetro:* El diámetro de los aisladores sísmicos, depende de la carga axial que soportará, tanto para el estado de desplazamiento cero como para el desplazamiento máximo. Los parámetros usados para el cálculo del diámetro, son asumidos en la fase de diseño, estos podrán ser modificados por el fabricante, con el requisito de hacerse cumplir con las propiedades dinámicas del aislador.

$$D_i \geq \sqrt{\frac{4 \cdot P_c}{\pi \cdot \sigma_{m\acute{a}x}}} \quad \text{Ecuación 6.8}$$

P_c : 1.55 CM+1.25 CV (Promedio de las cargas de las columnas con aisladores)

$\sigma_{m\acute{a}x}$: Esfuerzo máximo de compresión del aislador (Max 800 Ton/m²)

La combinación de P_c se obtiene de la combinación 1.25CM+1.25CV+CS, se ha aproximado la carga de sismo como 30% de la carga muerta, obteniendo 1.55 CM+1.25 CV (Promedio de las cargas de las columnas).

El diámetro asumido después de las iteraciones realizadas es:

$$D_t = 0.92 \text{ m.}$$

- b. *Altura*: El aislador sísmico, de tipo elastomérico, presenta capas de caucho con acero, intercalados. Para el cálculo de las propiedades dinámicas del aislador se hace uso de la altura solo del caucho. Este valor es referencial, y podrá ser modificado por el fabricante con el requisito de hacerse cumplir las propiedades dinámicas del aislador.

La altura asumida después de las iteraciones realizadas es:

$$H_i = 0.29 \text{ m, solo de caucho.}$$

- c. *Diámetro de Plomo*: El diámetro de plomo aporta amortiguamiento y rigidez al aislador y a todo el sistema de aislamiento, permitiendo así el retorno de la estructura a su estado normal después de un evento sísmico. Este parámetro varía de acuerdo a las propiedades dinámicas a las que se deseen llegar.

El diámetro del núcleo de plomo debe ser tal que con la carga “W” que recibe cada aislador según condiciones de servicio (CM+0.25CV), se debe verificar que la relación Q_d/W se encuentre en el rango de (3% a 10%).

El diámetro de plomo asumido para el aislador después de las iteraciones realizadas es:

$$D_t \geq \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{1.1 Q_d}{\sigma_y}} \quad \text{Ecuación 6.9}$$

$$D_t = 0.14 \text{ m (con } Q_d/W \text{ de 3\% y } \sigma_y: 700 \text{ ton/m}^2\text{).}$$

6.6.4.2. Propiedades Dinámicas

Aisladores

Las propiedades dinámicas del aislador se pueden mostrar en el gráfico de comportamiento debido a fuerza-desplazamiento.

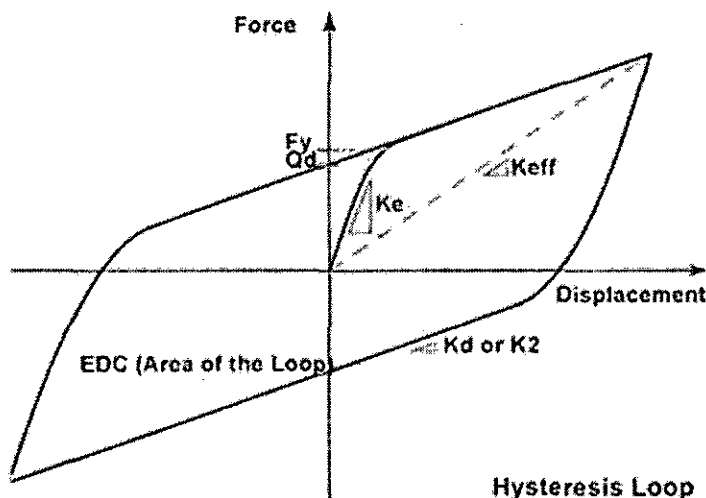


Figura 6.17 Loop Histerético para aisladores.

- a. *Rigidez Pos-Fluencia (k_d)*: Rigidez que aporta el caucho del aislador, presente para desplazamientos mayores a D_y (desplazamiento de fluencia).

$$k_d = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(D_i^2 - D_l^2) \cdot G}{H_i} \quad \text{Ecuación 6.10}$$

Donde:

k_d : Rigidez pos-fluencia.

G : Modulo de corte, puede variar entre 30 y 70 ton/m². Se tomó 45 ton/m²

D_i : Diámetro del aislador.

D_l : Diámetro del núcleo de plomo.

H_i : Altura del caucho.

Obteniéndose:

$$k_d = 100.76 \text{ ton/m.}$$

- b. *Rigidez Inicial (k_e)*: Rigidez presente para desplazamiento menores al de fluencia D_y .

$$k_e = 10. k_d \quad \text{Ecuación 6.11}$$

$$k_e = 1007.6 \text{ ton/m.}$$

- c. *Fuerza De Histéresis (Q_d)*: Fuerza que interseca a la curva del loop histérico al eje de ordenadas.

$$Q_d = \sigma_y \cdot A_p \quad \text{Ecuación 6.12}$$

Donde:

Q_d : Fuerza histérica.

σ_y : Esfuerzo de fluencia del plomo, puede variar entre 670-1510 ton/m².

A_p : Área en planta del plomo.

Obteniéndose:

$$Q_d = 9.80 \text{ ton.}$$

- d. *Fuerza de Fluencia (F_y)*: Fuerza máxima que presenta el aislador para un estado de rigidez inicial.

$$F_y = \left(\frac{Q_d}{k_e - k_d} \right) \cdot k_e \quad \text{Ecuación 6.13}$$

Obteniéndose:

$$F_y = 10.885 \text{ ton.}$$

- e. *Desplazamiento de Fluencia (D_y)*: Desplazamiento máximo al estado de rigidez inicial.

$$D_y = \frac{F_y}{k_e} \quad \text{Ecuación 6.14}$$

Obteniéndose:

$$D_y = 0.0108 \text{ m.}$$

- f. *Rigidez Efectiva (k_{eff})*: Rigidez resultante para el loop histérico.

$$k_{eff} = \frac{F_{max}}{D} = \frac{Q_d + k_d \cdot D}{D} = \frac{Q_d}{D} + k_d \quad \text{Ecuación 6.15}$$

Donde:

F_{max} : Fuerza para el máximo desplazamiento.

D : Desplazamiento del sistema estructural que varía de acuerdo al sismo en análisis, toma valores para sismo de diseño y sismo máximo.

Obteniéndose:

$$k_{eff D} = 184.21 \text{ ton/m.}$$

$$k_{eff M} = 132.50 \text{ ton/m.}$$

- g. *Energía Disipada por Ciclo (EDC)*: Calculado como el área del loop histerético, para el desplazamiento de diseño y máximo.

$$EDC = 4Q_d(D - D_y) \quad \text{Ecuación 6.16}$$

Obteniéndose:

$$EDC_D = 8.87 \text{ ton.m.}$$

$$EDC_M = 11.67 \text{ ton.m.}$$

- h. *Amortiguamiento Efectivo (β_{eff})*: Amortiguamiento del aislador sísmico, obtenido para sismo máximo y diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{EDC}{k_{eff} \cdot D^2} \right) \quad \text{Ecuación 6.17}$$

Obteniéndose:

$$\beta_{eff D} = 0.147, \beta_{eff D} = 14.7 \%$$

$$\beta_{eff M} = 0.262, \beta_{eff M} = 26.2 \%$$

- i. *Coeficiente de amortiguamiento (C)*: Este coeficiente es el que introducimos en el programa, como una de las propiedades del aislador (amortiguamiento efectivo). Figura 6.11.

$$C = \frac{EDC \cdot T}{2\pi^2 \cdot D^2} \quad \text{Ecuación 6.18}$$

Obteniéndose:

$$C_D = 39.78$$

$$C_M = 19.00$$

Deslizadores

Los deslizadores son elementos que acompañan el movimiento de los aisladores, de esta forma presentan el mismo desplazamiento, tanto para sismos máximo y de diseño. Su comportamiento depende de su coeficiente de fricción que presenta el material, en este caso acero y no caucho. No presenta rigidez secundaria, solo rigidez inicial y rigidez efectiva.

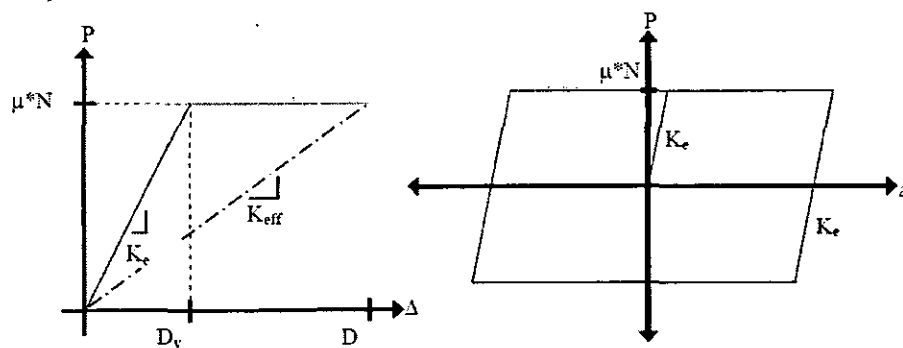


Figura 6.18 Comportamiento dinámico del deslizador debido a cargas cíclicas.

- a. *Rigidez Inicial (k_e):* Rigidez inicial del deslizador, de igual valor al del aislador.

$$k_e = 1007.6 \text{ ton/m.}$$

- b. *Desplazamiento de Fluencia (D_y):* Desplazamiento del deslizador hasta llegar a su máximo esfuerzo, con rigidez inicial k_e .

$$D_y = \frac{\mu \cdot N}{k_e} \quad \text{Ecuación 6.19}$$

Donde:

μ : Coeficiente de fricción, tomándose un valor de 0.1.

N : Fuerza normal en el deslizador. CM+0.5 CV (Promedio de las cargas de las columnas con deslizadores).

Obteniéndose:

$$D_y = 0.00913 \text{ m.}$$

- c. *Rigidez Efectiva:* Rigidez evaluada para sismo máximo y de diseño

$$k_{eff} = \frac{\mu \cdot N}{D} \quad \text{Ecuación 6.20}$$

Obteniéndose:

$$K_{eff D} = 53.79 \text{ ton/m.}$$

$$K_{eff M} = 29.81 \text{ ton/m.}$$

- d. *Amortiguamiento Efectivo (β_{eff}):* Amortiguamiento aportado al sistema de aislamiento, evaluado para sismo máximo y diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} - \frac{\mu \cdot N}{\pi \cdot D \cdot k_e} \quad \text{Ecuación 6.21}$$

Obteniéndose:

$$\beta_{eff D} = 0.620, \beta_{eff D} = 62.0 \%$$

$$\beta_{eff M} = 0.627, \beta_{eff M} = 62.7 \%$$

- e. *Coeficiente de amortiguamiento (C)*: El cálculo es igual que para un aislador,
 $EDC.T2.\pi2.D2$ **Ecuación 6.18.**

Obteniéndose:

$$C_D = 26.74$$

$$C_M = 17.94$$

6.6.5. Propiedades Dinámicas del Sistema de Aislamiento

6.6.5.1. Rigidez Efectiva

Suma del aporte de cada elemento

$$k_{eff\ sist} = \sum(k_{eff}.N) \quad \text{Ecuación 6.22}$$

Obteniéndose:

$$k_{eff\ sist D} = 6923.29 \text{ ton/m2.}$$

$$k_{eff\ sist M} = 4962.04 \text{ ton/m2.}$$

6.6.5.2. Amortiguamiento Efectivo

Cuenta el aporte de los elementos en amortiguamiento.

$$\beta_{Meff\ sist} = \frac{\sum(EDC.N)}{2.\pi.k_{eff\ sist}.D^2} \quad \text{Ecuación 6.23}$$

Obteniéndose:

$$\beta_{eff\ sist D} = 0.2671, \beta_{eff\ sist D} = 26.71\%$$

$$\beta_{eff\ sist M} = 0.1528, \beta_{eff\ sist M} = 15.28\%$$

6.6.5.3. Nuevo Periodo Estimado

Luego de realizar los cálculos anteriores obtenemos el valor de periodo y se verifica si es el mismo al asumido, de lo contrario se realizara una nueva iteración.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{W}{k_{eff\ sist} \cdot g}} \quad \text{Ecuación 6.24}$$

Donde:

W: Es el peso total de la estructura (CM+0.5 CV).

Obteniéndose:

$$T_D = 2.591 \text{ seg.}$$

$$T_M = 3.061 \text{ seg.}$$

6.6.6. Excentricidad en el Sistema Aislado

La asimetría en la distribución en planta de los aisladores puede causar una vibración torsional ante la acción sísmica y generar fuerzas elevadas en elementos de la periferia. La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de ubicación.

Debido a que una excentricidad grande en el sistema de aislamiento provocaría que los aisladores sufran tracciones y que el primer modo no se lleve más del 90% de la masa participativa, que es una de los requerimientos para que el sistema de aislamiento tenga traslación casi pura; se hace coincidir el centro de masas con el centro de rigidez, o que la excentricidad sea pequeña. Según la práctica para edificios regulares deberíamos tener una excentricidad entre 10-20 cm, y para edificios irregulares esta excentricidad debe oscilar entre 50-65 cm.

$$x, y_{CM} = \frac{\sum P_i (x_i, y_i)}{\sum P_i} \quad \text{Ecuación 6.25}$$

$$x, y_{CR} = \frac{\sum k_{eff\ i} (x_i, y_i)}{\sum k_{eff\ i}} \quad \text{Ecuación 6.26}$$

Tabla 6.9 Centro de masas del sistema de aislamiento.

75-1	0	0	224.10	0.00	0.00
76-1	7.2	0	423.76	3051.04	0.00
77-1	14.4	0	416.77	6001.42	0.00
78-1	21.6	0	401.00	8661.60	0.00
79-1	28.8	0	379.94	10942.27	0.00
80-1	36	0	394.22	14191.92	0.00
81-1	43.2	0	347.59	15015.67	0.00
82-1	46.7	0	177.62	8294.85	0.00
83-1	7.203	-2.774	181.36	1306.30	-503.08
84-1	14.405	-3.508	201.84	2907.43	-708.04
127-1	21.608	-4.242	190.28	4111.46	-807.15
95-1	0	18.88	135.10	0.00	2550.59
96-1	7.2	18.88	212.51	1530.04	4012.09
97-1	43.2	18.88	214.98	9287.14	4058.82
98-1	46.7	18.88	92.02	4297.33	1737.34
99-1	0	14.18	198.87	0.00	2819.98
100-1	7.2	14.18	428.76	3087.07	6079.82
101-1	14.4	14.18	412.57	5941.01	5850.24
102-1	21.6	14.18	424.95	9178.81	6025.72
103-1	28.8	14.18	422.45	12166.56	5990.34
104-1	36	14.18	416.35	14988.42	5903.77
105-1	43.2	14.18	392.55	16958.16	5566.36
106-1	46.7	14.18	181.64	8482.35	2575.58
107-1	14.4	18.88	213.83	3079.15	4037.11
108-1	21.6	18.88	218.16	4712.15	4118.77
109-1	28.8	18.88	217.37	6260.26	4103.95
110-1	36	18.88	219.53	7903.08	4144.73
111-1	0	7.38	230.40	0.00	1700.35
112-1	7.2	7.38	494.17	3557.99	3646.94
113-1	14.4	7.38	454.54	6545.30	3354.47
114-1	21.6	7.38	447.86	9673.67	3305.17
115-1	28.8	7.38	448.62	12920.26	3310.82
116-1	36	7.38	458.90	16520.40	3386.68
117-1	43.2	7.38	448.97	19395.50	3313.40
118-1	46.7	7.38	238.75	11149.39	1761.94
120-1	36	-4.98	191.68	6900.30	-954.54
121-1	46.7	-4.98	61.48	2871.12	-306.17
122-1	43.2	-4.98	143.27	6189.26	-713.48
90-1	28.811	-4.976	192.41	5543.38	-957.41
Σ (sumatoria)			11551.08	283622.07	88405.11

$$x_{CM}=24.554 \text{ m.}$$

$$y_{CM}=7.653 \text{ m.}$$

Tabla 6.10 Centro de rigidez del sistema de aislamiento con el sismo de diseño.

Centro de rigidez del sistema de aislamiento con el sismo de diseño					
Nº	X (m)	Y (m)	K (kg/cm²)	X ² (m²)	Y ² (m²)
75-1	0	0	184.21	0.00	0.00
76-1	7.2	0	184.21	1326.30	0.00
77-1	14.4	0	184.21	2652.60	0.00
78-1	21.6	0	184.21	3978.90	0.00
79-1	28.8	0	184.21	5305.20	0.00
80-1	36	0	184.21	6631.50	0.00
81-1	43.2	0	184.21	7957.79	0.00
82-1	46.7	0	184.21	8602.52	0.00
83-1	7.203	-2.774	184.21	1326.85	-510.99
84-1	14.405	-3.508	184.21	2653.52	-646.20
127-1	21.608	-4.242	184.21	3980.37	-781.41
95-1	0	18.88	184.21	0.00	3477.85
96-1	7.2	18.88	184.21	1326.30	3477.85
97-1	43.2	18.88	184.21	7957.79	3477.85
98-1	46.7	18.88	53.79	2512.13	1015.61
99-1	0	14.18	184.21	0.00	2612.07
100-1	7.2	14.18	184.21	1326.30	2612.07
101-1	14.4	14.18	184.21	2652.60	2612.07
102-1	21.6	14.18	184.21	3978.90	2612.07
103-1	28.8	14.18	184.21	5305.20	2612.07
104-1	36	14.18	184.21	6631.50	2612.07
105-1	43.2	14.18	184.21	7957.79	2612.07
106-1	46.7	14.18	184.21	8602.52	2612.07
107-1	14.4	18.88	184.21	2652.60	3477.85
108-1	21.6	18.88	184.21	3978.90	3477.85
109-1	28.8	18.88	184.21	5305.20	3477.85
110-1	36	18.88	184.21	6631.50	3477.85
111-1	0	7.38	184.21	0.00	1359.46
112-1	7.2	7.38	184.21	1326.30	1359.46
113-1	14.4	7.38	184.21	2652.60	1359.46
114-1	21.6	7.38	184.21	3978.90	1359.46
115-1	28.8	7.38	184.21	5305.20	1359.46
116-1	36	7.38	184.21	6631.50	1359.46
117-1	43.2	7.38	184.21	7957.79	1359.46
118-1	46.7	7.38	184.21	8602.52	1359.46
120-1	36	-4.98	184.21	6631.50	-917.36
121-1	46.7	-4.98	53.79	2512.13	-267.89
122-1	43.2	-4.98	184.21	7957.79	-917.36
90-1	28.811	-4.976	184.21	5307.22	-916.62
Σ (sumatoria)			6923.29	170098.22	52174.97

$$x_{CRD} = 24.569 \text{ m.}$$

$$y_{CRD} = 7.536 \text{ m.}$$

Tabla 6.11 Centro de rigidez del sistema de aislamiento con el sismo máximo.

Centro de rigidez					
75-1	0	0	132.50	0.00	0.00
76-1	7.2	0	132.50	953.99	0.00
77-1	14.4	0	132.50	1907.97	0.00
78-1	21.6	0	132.50	2861.96	0.00
79-1	28.8	0	132.50	3815.94	0.00
80-1	36	0	132.50	4769.93	0.00
81-1	43.2	0	132.50	5723.91	0.00
82-1	46.7	0	132.50	6187.65	0.00
83-1	7.203	-2.774	132.50	954.38	-367.55
84-1	14.405	-3.508	132.50	1908.63	-464.80
127-1	21.608	-4.242	132.50	2863.02	-562.06
95-1	0	18.88	132.50	0.00	2501.56
96-1	7.2	18.88	132.50	953.99	2501.56
97-1	43.2	18.88	132.50	5723.91	2501.56
98-1	46.7	18.88	29.81	1392.11	562.81
99-1	0	14.18	132.50	0.00	1878.82
100-1	7.2	14.18	132.50	953.99	1878.82
101-1	14.4	14.18	132.50	1907.97	1878.82
102-1	21.6	14.18	132.50	2861.96	1878.82
103-1	28.8	14.18	132.50	3815.94	1878.82
104-1	36	14.18	132.50	4769.93	1878.82
105-1	43.2	14.18	132.50	5723.91	1878.82
106-1	46.7	14.18	132.50	6187.65	1878.82
107-1	14.4	18.88	132.50	1907.97	2501.56
108-1	21.6	18.88	132.50	2861.96	2501.56
109-1	28.8	18.88	132.50	3815.94	2501.56
110-1	36	18.88	132.50	4769.93	2501.56
111-1	0	7.38	132.50	0.00	977.83
112-1	7.2	7.38	132.50	953.99	977.83
113-1	14.4	7.38	132.50	1907.97	977.83
114-1	21.6	7.38	132.50	2861.96	977.83
115-1	28.8	7.38	132.50	3815.94	977.83
116-1	36	7.38	132.50	4769.93	977.83
117-1	43.2	7.38	132.50	5723.91	977.83
118-1	46.7	7.38	132.50	6187.65	977.83
120-1	36	-4.98	132.50	4769.93	-659.84
121-1	46.7	-4.98	29.81	1392.11	-148.45
122-1	43.2	-4.98	132.50	5723.91	-659.84
90-1	28.811	-4.976	132.50	3817.40	-659.31
Σ (sumatoria)			6923.29	4962.04	121519.22

$$x_{CRM} = 24.490 \text{ m.}$$

$$y_{CRM} = 7.538 \text{ m.}$$

Por lo anteriormente dicho sabemos que la excentricidad es la distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez correspondiente para cada una de las direcciones X e Y de la estructura.

$$e_{x,y} = (x,y)_{CM} - (x,y)_{CR} \quad \text{Ecuación 6.27}$$

Obteniéndose:

$$e_{xD} = -0.015 \text{ m.} \quad e_{yD} = 0.117 \text{ m.}$$

$$e_{xM} = 0.064 \text{ m.} \quad e_{yM} = 0.115 \text{ m.}$$

Como se observa la mayor excentricidad es de 11.7 cm que está dentro del límite para estructuras regulares (10 a 20 cm).

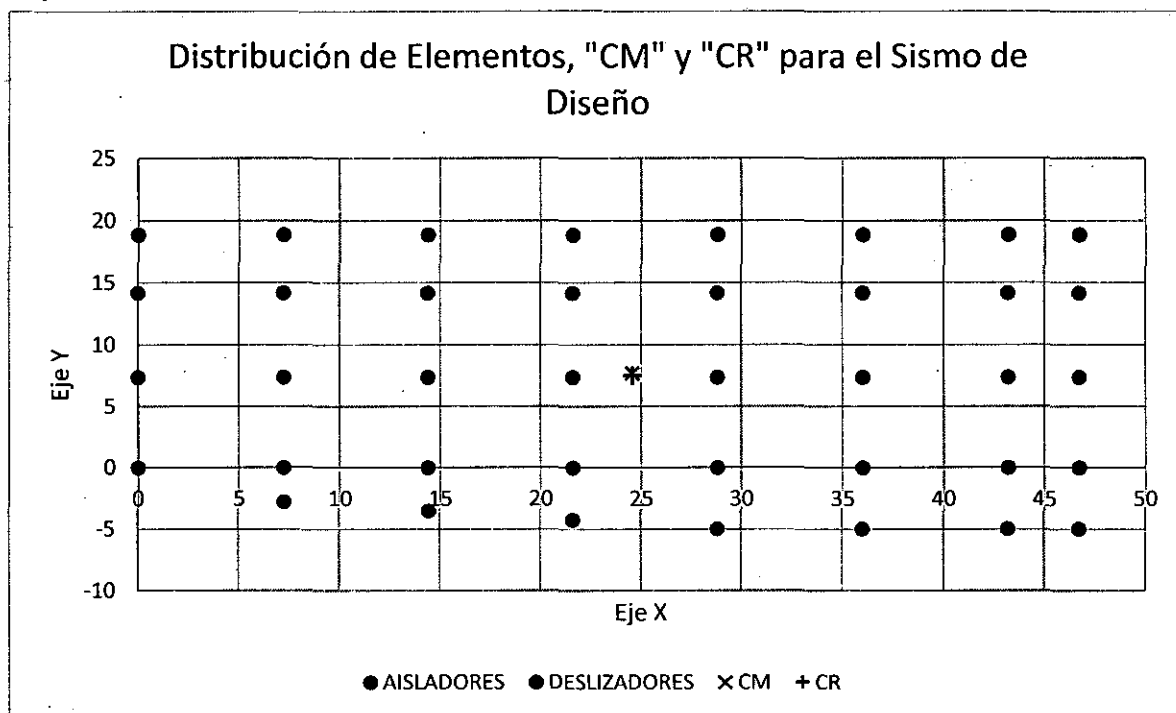
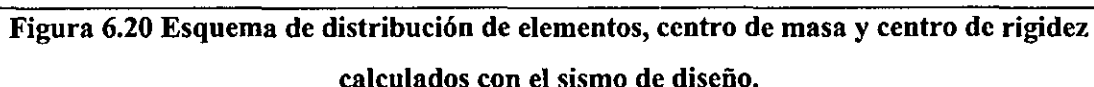


Figura 6.19 Esquema de distribución de elementos, centro de masa y centro de rigidez calculados con el sismo de diseño.



6.7.1. Análisis Espectral para el Sismo de Diseño

6.7.1.1. Espectro del Sismo de Diseño

Para elaborar este espectro $S_a = ZUCSg$, se tomaran los parámetros que ya fueron identificados en el acápite 6.6.1. El valor obtenido para la aceleración espectral será ingresado al 100% para la dirección en análisis y al 30% para a dirección perpendicular al análisis.

- Z (DBE): 0.45
- $S=1.00$
- $T_P=0.4$ y $T_L=2.5$
- $U=1$
- C , introducir formula.

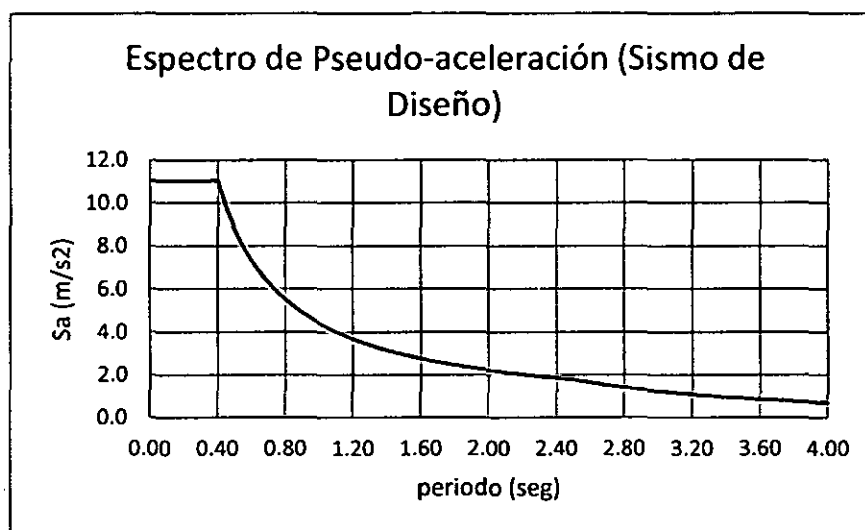


Figura 6.21 Pseudo-aceleración espectral para el sismo de diseño.

Tabla 6.12 Valores de la Pseudo-aceleración espectral para el sismo de diseño.

2.500	11.036
2.500	11.036
1.250	5.518
0.833	3.679
0.625	2.759
0.500	2.207
0.417	1.839
0.319	1.408
0.244	1.078
0.193	0.852
0.156	0.690

6.7.1.2. Resultados del Análisis Sísmico (DBE)

• Modos de Vibración

Se ha obtenido los períodos y modos de vibración de la estructura aislada con DBE, se recalca que el uso de aisladores concentra la vibración de la edificación prácticamente en un solo modo por dirección. Ver Tabla 6.13.

Tabla 6.13 Períodos y masa participante obtenidos con el sismo de diseño (DBE).

Modo	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)	M ₁ (%)	M ₂ (%)
1	2.783	8.551	90.338	8.551	90.338
2	2.775	89.920	8.387	98.471	98.726
3	2.572	0.580	0.219	99.051	98.945
4	0.697	0.044	0.979	99.095	99.924
5	0.677	0.843	0.037	99.938	99.961
6	0.616	0.022	0.001	99.961	99.963
7	0.323	0.031	0.003	99.992	99.966
8	0.318	0.003	0.031	99.995	99.997
9	0.285	0.001	0.000	99.996	99.997
10	0.196	0.003	0.000	99.999	99.997
11	0.183	0.000	0.003	99.999	99.999
12	0.169	0.000	0.000	99.999	99.999
13	0.134	0.001	0.000	100.000	99.999
14	0.120	0.000	0.000	100.000	100.000
15	0.113	0.000	0.000	100.000	100.000
16	0.095	0.000	0.000	100.000	100.000
17	0.085	0.000	0.000	100.000	100.000
18	0.081	0.000	0.000	100.000	100.000
19	0.073	0.000	0.000	100.000	100.000
20	0.066	0.000	0.000	100.000	100.000
21	0.062	0.000	0.000	100.000	100.000

Podemos ver que el período fundamental para el sismo de diseño tiene un valor de 2.783 segundos, que es semejante al período objetivo para el sismo de diseño del Procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente del acápite 6.6.3 y 6.6.5, este primer modo tiene una participación modal de 90.34% que ocurre en dirección Y, lo que se traduce en que para el primer modo, la estructura estaría sometida a traslación en Y.

Para el segundo modo el período es 2.78 segundos, con una participación modal del 89.92% en X, de tal forma que para el segundo modo la estructura también sufriría traslación en la dirección X.

Es importante mencionar como característica propia de un sistema aislado, que los períodos traslacionales son semejantes de modo que la relación entre ellos es prácticamente 1, por lo que se podrá decir que hay una óptima distribución de los aisladores, además que los modos de vibración se concentran en un solo modo por dirección, lo que además reduciría la incertidumbre sobre el comportamiento de los diafragmas.

• Desplazamientos Laterales

A continuación se muestran los desplazamientos resultantes de la aplicación del sismo de diseño (100% en la dirección de interés y 30% en la dirección perpendicular simultáneamente). Se aclara que solo se muestran los desplazamientos de la dirección en la que se asignó el sismo de diseño. Se omitieron los desplazamientos en la dirección perpendicular al sismo de diseño por resultar de menor importancia.

Tabla 6.14 Desplazamientos laterales en la dirección X (estructura aislada).

	0.1841	0.1381	0.0025	3.74	0.66	0.74	0.1938
	0.1808	0.1356	0.0035	3.74	0.94	1.17	0.1906
	0.1761	0.1321	0.0055	3.74	1.46	1.72	0.1854
	0.1688	0.1266	0.0075	3.74	2.01	2.22	0.1774
	0.1588	0.1191	0.0084	3.74	2.25	2.47	0.1672
	0.1476	0.1107	0.0066	3.74	1.76	1.91	0.1558
	-	-	-	-	-	-	0.1469

Tabla 6.15 Desplazamientos laterales en la dirección Y (estructura aislada).

0.1866	0.1400	0.0031	3.74	0.66	0.91	0.2210
0.1825	0.1369	0.0043	3.74	0.94	1.43	0.2199
0.1768	0.1326	0.0059	3.74	1.46	2.06	0.2133
0.1689	0.1267	0.0081	3.74	2.01	2.61	0.2039
0.1581	0.1186	0.0084	3.74	2.25	2.83	0.1917
0.1469	0.1102	0.0067	3.74	1.76	2.09	0.1782
-	-	-	-	-	-	0.1679

Las derivas máximas en la estructura aislada son mucho menores a 7/1000 que es el límite permisible dado por el Proyecto de Norma E 030-2014. En la dirección X la máxima deriva es de 2.47/1000 y en la dirección Y es de 2.83/1000.

El desplazamiento del sistema de aislamiento obtenido por el análisis dinámico (DBE) es de 16.8 cm, este es menor a 19.1 cm, que es el 90% del desplazamiento total de diseño (D_{TD}) valor obtenido en el procedimiento de fuerza Lateral Equivalente. Por lo tanto el desplazamiento del sistema de aislamiento va a ser de 19.1 cm.

• Cortante Basal

A través del procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente podemos obtener la fuerza lateral por debajo sistema de aislamiento (V_b) y fuerza lateral arriba de la interfaz de aislamiento (V_s).

$$V_b = k_{máx D} \cdot D_D \quad \text{Ecuación 6.28}$$

$$V_s = \frac{k_{máx D} \cdot D_D}{R_1} \quad \text{Ecuación 6.29}$$

Donde:

$k_{máx D}$: Es igual a 1.15 veces la rigidez efectiva de todo el sistema de aislamiento ($k_{eff\ sist D}$)

R_1 : Es igual a 3/8 de R , pero no debe ser menor a 1 ni mayor a 2.

Obteniéndose:

$$R_1 = 2$$

$$V_b = 1361.97 \text{ ton.}$$

$$V_s = 680.98 \text{ ton.}$$

En el modelo tendremos dos espectros, uno que ya se mostró el acápite 6.7.1.1 el que se usara para obtener las fuerzas laterales debajo del sistema de aislamiento y otro con $R=2$ que se usara para conocer las fuerzas laterales arriba de la interfaz del sistema de aislamiento.

Tabla 6.16 Fuerzas cortantes por piso en X, producido por el sismo de diseño (superior e inferior).

DBESUPXX	43.78	13.27
DBESUPXX	128.10	38.76
DBESUPXX	210.24	63.33
DBESUPXX	283.15	84.96
DBESUPXX	345.81	103.47
DBESUPXX	406.85	121.53
DBEINFXX	955.11	285.22

Tabla 6.17 Fuerzas cortantes por piso en Y, producido por el sismo de diseño (superior e inferior).

DBESUPYY	13.16	44.13
DBESUPYY	38.47	129.07
DBESUPYY	63.11	210.96
DBESUPYY	84.97	283.11
DBESUPYY	103.75	344.85
DBESUPYY	122.05	405.12
DBEINFYY	286.48	950.91

Al igual que para la estructura convencional se escaló al 90% del cortante estático, en la estructura aislada se escalara al 90% del cortante obtenido por el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente.

Tabla 6.18 Fuerza cortante mínima y factor de escala para sismo de diseño inferior $R=1$.

	1361.97	1225.77	955.11	1.283
	1361.97	1225.77	950.91	1.289

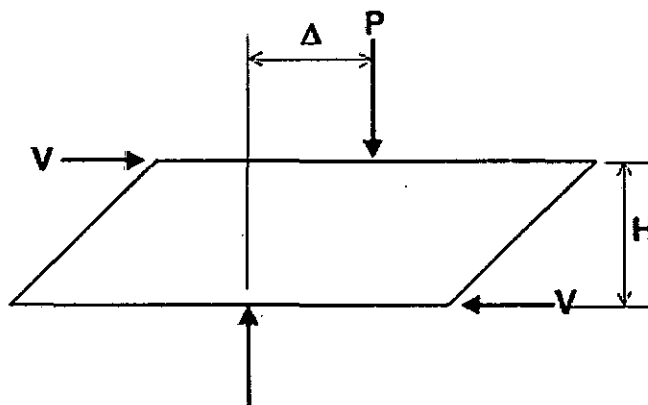
Tabla 6.19 Fuerza cortante mínimo y factor de escala para sismo de diseño superior $R=2$.

	680.98	612.88	406.85	1.506
	698.98	612.88	405.12	1.513

Calculados estos factores de escala, solo falta tener en cuenta el efecto P-Delta en la estructura para proceder a diseñar todos los elementos estructurales. El sismo de diseño superior afecta a todos los elementos por encima de los aisladores, es decir superestructura, capiteles y vigas de aislamiento superior. El sismo de diseño inferior por otra parte afecta a los capiteles y vigas de aislamiento inferior.

6.7.1.3. Efecto P-Delta en el Sistema de Aislamiento

La conexión de los aisladores a la estructura debe transmitir fuerzas cortantes, cargas verticales y los momentos de flexión. Los momentos de flexión se deben a los efectos secundarios ($P\Delta$) y (VH).

**Figura 6.22 Fuerzas en el aislador deformado.**

Fuente: Kelly, (2001).

Se reconoce que el enfoque del diseño utilizado aquí es simplista y no una verdadera representación de las condiciones de esfuerzos reales en la interfaz de conexión. Sin

embargo, el procedimiento ha demostrado ser conservador comparado con pruebas de prototipos que ha usado menos tornillos y placas delgadas (Kelly T. , 2001).

El aislador está atornillado a la estructura superior e inferior; por lo tanto actúa como una columna de extremo fijo para la obtención de los momentos de diseño. La Figura 6.22 muestra las fuerzas sobre el aislador y la Figura 6.23 muestra cómo las acciones pueden ser calculadas como una columna equivalente en la línea central del rodamiento.

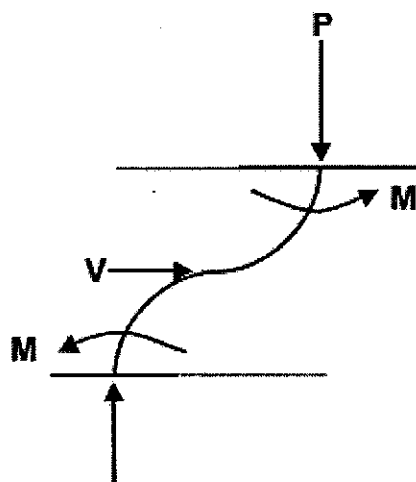


Figura 6.23 Fuerzas en una columna equivalente.
Fuente: Kelly, (2001).

Los efectos de las cargas $P\Delta$ en el sistema de aislamiento pueden ser bastante significativos. La carga de compresión, P , puede ser grande debido al volteo que llega a producir el sismo, y podemos tener grandes desplazamientos en el sistema de aislamiento. Los programas en los que trabajamos en este caso ETABS, se basan en la teoría de pequeña deflexión, normalmente no calculan los momentos $P\Delta$ arriba del aislador ni debajo de él. En la Figura 6.24 se muestran los momentos, debidos a los efectos $P\Delta$ y debido a la fuerza cortante horizontal, para un sistema de aislamiento con aisladores elastomérico y para uno con deslizadores. Para el sistema con aisladores elastomérico el momento $P\Delta$ se divide a la mitad, una mitad se aplica en la estructura superior y la otra mitad en la estructura inferior. Para el sistema con deslizadores, el momento total $P\Delta$ se aplica a la estructura inferior (debido a la orientación de la superficie de deslizamiento). (Federal Emergency Management Agency, 2006)

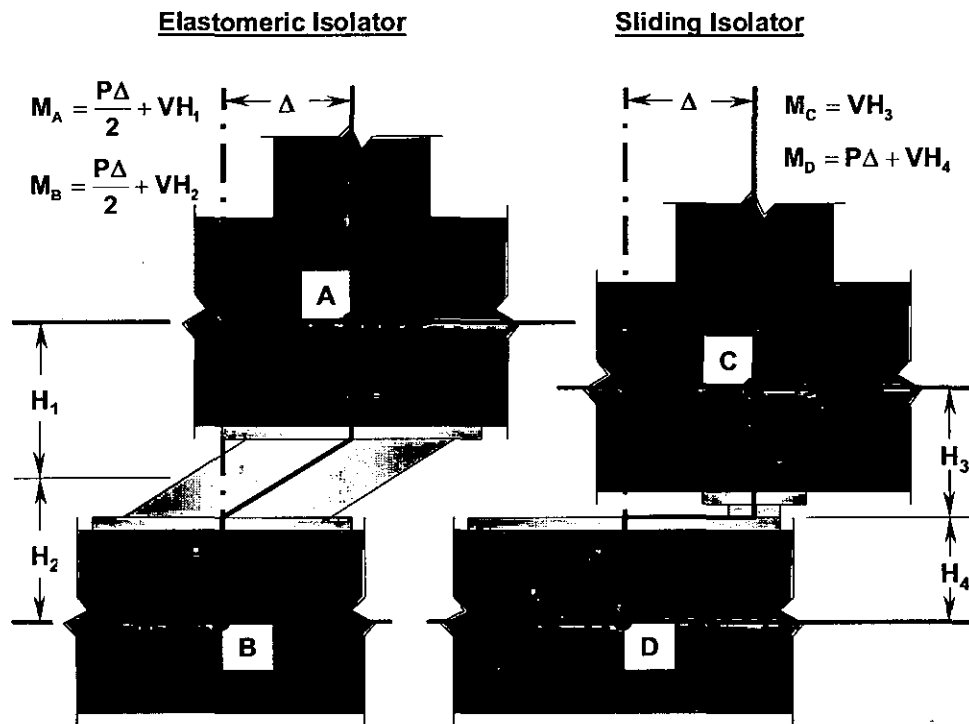


Figura 6.24 Momentos debido a la fuerza cortante horizontal y $P\Delta$.
Fuente: Fema-451, (2006).

- **Calculo de momento producido por la carga axial y la fuerza cortante**

Para el cálculo de los momentos por el efecto $P\Delta$, se hará un análisis diferente para el que se aplica en la parte superior y el que se aplica en la parte inferior. Debido a que el R (coeficiente de reducción sísmico) en la subestructura es menor al de la superestructura, la carga axial por sismo será mayor. Según la experiencia y de forma aproximada tomaremos 0.25 CM para el axial por sismo en la parte superior y 0.5 CM para el axial por sismo en la parte inferior. El valor de Δ es del desplazamiento de diseño (D_D). Según nuestra estructura $H_1=0.70$ m y $H_2=0.60$ m.

$$P_{sup} = 1.2CM + 0.6CV + 0.25CM \quad \text{Ecuación 6.30}$$

$$P_{inf} = 1.2CM + 0.6CV + 0.50CM \quad \text{Ecuación 6.31}$$

Tabla 6.20 Fuerza axial y cortante para el calcular los momentos de flexión.

				Reacción	
				Vertical	Cortante
-201.32	-40.00	315.91	366.24	19.70	23.01
-334.98	-72.21	529.05	612.79	19.63	21.96
-358.75	-64.20	558.71	648.40	19.71	20.66
-336.35	-91.12	542.38	626.47	19.70	19.43
-327.08	-102.94	536.03	617.80	19.70	19.61
-342.28	-102.58	557.85	643.42	19.72	20.78
-276.45	-70.02	442.86	511.98	19.65	22.04
-192.08	-29.41	296.16	344.18	19.72	22.45
-200.01	-21.52	302.93	352.93	19.85	21.92
-209.28	-11.21	310.18	362.50	19.96	20.73
-180.94	-29.46	280.04	325.27	20.02	19.52
-100.09	-12.57	152.67	177.70	19.92	23.22
-193.20	-35.88	301.67	349.97	7.20	7.56
-198.74	-27.68	304.78	354.47	7.26	7.56
-82.13	-7.40	123.53	144.06	5.78	6.56
-193.86	-37.09	303.35	351.82	19.53	23.11
-366.48	-99.05	590.83	682.45	19.58	21.89
-353.14	-95.14	569.14	657.42	19.56	20.66
-365.16	-93.33	585.48	676.77	19.57	19.44
-362.62	-92.23	581.14	671.79	19.57	19.62
-363.48	-92.44	582.51	673.38	19.57	20.79
-327.39	-67.47	515.20	597.05	19.59	21.94
-192.30	-23.40	292.88	340.95	19.57	22.45
-193.46	-32.86	300.23	348.60	6.57	7.56
-197.66	-31.76	305.66	355.08	5.94	7.57
-196.48	-31.62	303.87	352.99	6.04	7.57
-200.93	-31.65	310.34	360.57	6.65	7.57
-202.77	-50.37	324.24	374.93	19.00	23.12
-430.17	-130.93	702.30	809.85	19.06	21.86
-394.22	-121.16	644.32	742.87	19.04	20.65
-385.22	-120.78	631.04	727.34	19.05	19.42
-381.23	-119.27	624.35	719.65	19.04	19.60
-397.42	-118.01	647.07	746.42	19.06	20.77
-360.63	-69.07	564.36	654.51	18.97	22.03
-242.26	-20.19	363.39	423.96	19.00	22.46
-174.83	-36.60	275.46	319.17	20.09	20.88
-62.06	-7.59	94.54	110.06	5.84	6.56
-124.82	-25.68	196.40	227.60	20.08	22.01
-174.61	-36.02	274.80	318.45	20.09	19.70

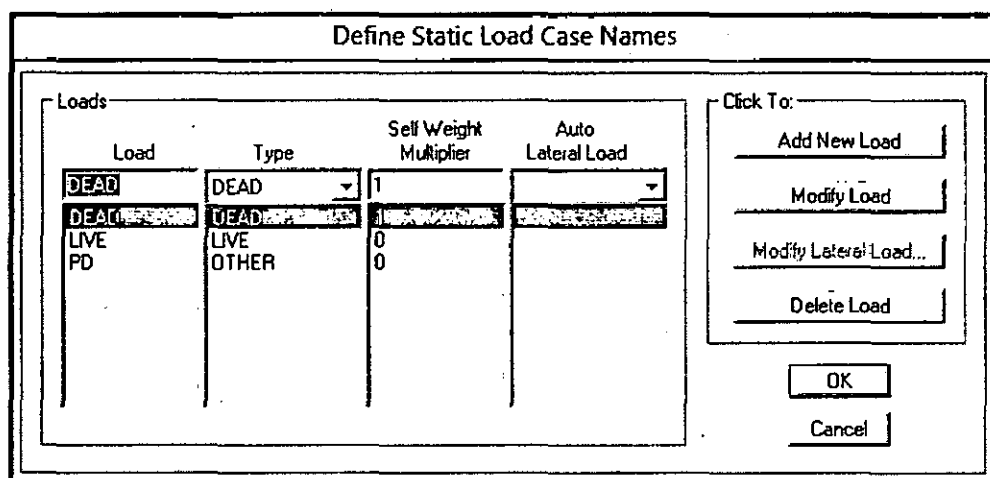
Tabla 6.21 Momentos para la parte superior al aislador, $\Delta=0.172$ m y $H_1=0.70$ m.

	315.91	19.70	23.01	43.28	40.96
	529.05	19.63	21.96	60.87	59.24
	558.71	19.71	20.66	62.51	61.85
	542.38	19.70	19.43	60.25	60.43
	536.03	19.70	19.61	59.83	59.89
	557.85	19.72	20.78	62.52	61.78
	442.86	19.65	22.04	53.51	51.84
	296.16	19.72	22.45	41.18	39.27
	302.93	19.85	21.92	41.40	39.95
	310.18	19.96	20.73	41.19	40.65
	280.04	20.02	19.52	37.75	38.10
	152.67	19.92	23.22	29.38	27.07
	301.67	7.20	7.56	31.24	30.98
	304.78	7.26	7.56	31.50	31.29
	123.53	5.78	6.56	4.59	4.05
	303.35	19.53	23.11	42.27	39.76
	590.83	19.58	21.89	66.13	64.52
	569.14	19.56	20.66	63.41	62.64
	585.48	19.57	19.44	63.96	64.05
	581.14	19.57	19.62	63.71	63.68
	582.51	19.57	20.79	64.65	63.79
	515.20	19.59	21.94	59.66	58.02
	292.88	19.57	22.45	40.90	38.89
	300.23	6.57	7.56	31.11	30.42
	305.66	5.94	7.57	31.59	30.45
	303.87	6.04	7.57	31.43	30.36
	310.34	6.65	7.57	31.99	31.34
	324.24	19.00	23.12	44.07	41.18
	702.30	19.06	21.86	75.70	73.74
	644.32	19.04	20.65	69.87	68.74
	631.04	19.05	19.42	67.86	67.60
	624.35	19.04	19.60	67.41	67.02
	647.07	19.06	20.77	70.19	68.99
	564.36	18.97	22.03	63.96	61.81
	363.39	19.00	22.46	46.97	44.55
	275.46	20.09	20.88	38.31	37.75
	94.54	5.84	6.56	4.59	4.09
	196.40	20.08	22.01	32.30	30.95
	274.80	20.09	19.70	37.42	37.70

Tabla 6.22 Momentos para la parte inferior al aislador, $\Delta=0.172$ m y $H_2=0.60$ m.

366.24	19.70	23.01	45.30	43.32
612.79	19.63	21.96	65.88	64.48
648.40	19.71	20.66	68.16	67.59
626.47	19.70	19.43	65.53	65.70
617.80	19.70	19.61	64.90	64.95
643.42	19.72	20.78	67.80	67.17
511.98	19.65	22.04	57.25	55.82
344.18	19.72	22.45	43.07	41.43
352.93	19.85	21.92	43.50	42.26
362.50	19.96	20.73	43.61	43.15
325.27	20.02	19.52	39.69	39.99
177.70	19.92	23.22	29.21	27.23
349.97	7.20	7.56	34.63	34.42
354.47	7.26	7.56	35.02	34.84
144.06	5.78	6.56	28.71	28.25
351.82	19.53	23.11	44.12	41.97
682.45	19.58	21.89	71.82	70.44
657.42	19.56	20.66	68.93	68.27
676.77	19.57	19.44	69.87	69.94
671.79	19.57	19.62	69.55	69.52
673.38	19.57	20.79	70.38	69.65
597.05	19.59	21.94	64.51	63.10
340.95	19.57	22.45	42.79	41.06
348.60	6.57	7.56	34.52	33.92
355.08	5.94	7.57	35.08	34.10
352.99	6.04	7.57	34.90	33.98
360.57	6.65	7.57	35.55	35.00
374.93	19.00	23.12	46.12	43.64
809.85	19.06	21.86	82.76	81.08
742.87	19.04	20.65	76.28	75.31
727.34	19.05	19.42	74.20	73.98
719.65	19.04	19.60	73.65	73.31
746.42	19.06	20.77	76.65	75.63
654.51	18.97	22.03	69.51	67.67
423.96	19.00	22.46	49.94	47.86
319.17	20.09	20.88	39.98	39.50
110.06	5.84	6.56	22.87	22.43
227.60	20.08	22.01	32.78	31.62
318.45	20.09	19.70	39.21	39.44

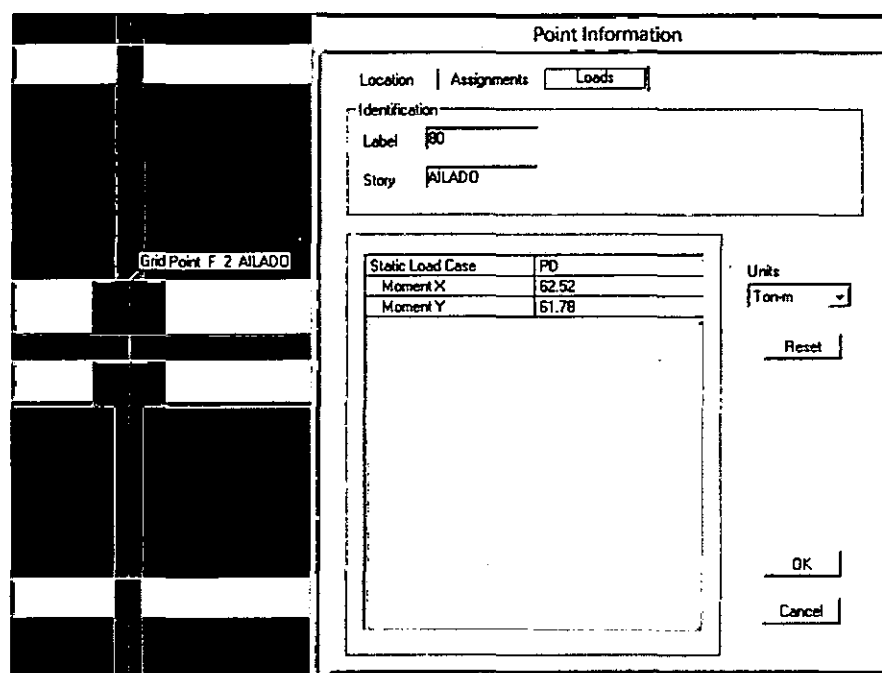
Calculados los momentos superior e inferior se introducen en el modelo, para ello es necesario crear un caso de carga al que se le denominara PD, Ver Figura 6.25.



Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
LIVE	LIVE	0	
PD	OTHER	0	

Figura 6.25 Casos de carga que tiene el modelo con sismo de diseño.

Los momentos se colocarán en la intersección de los capiteles con las vigas de aislamiento, M2 es el momento en X y el M3 es el momento en Y. La Figura 6.26 muestra los momentos PA superiores y Figura 6.27 muestra los momentos inferiores ingresados en X e Y para C80.



Static Load Case	Moment X	Moment Y
PD	62.52	51.78

Figura 6.26 Momentos ingresados en la parte superior (arriba del aislador).

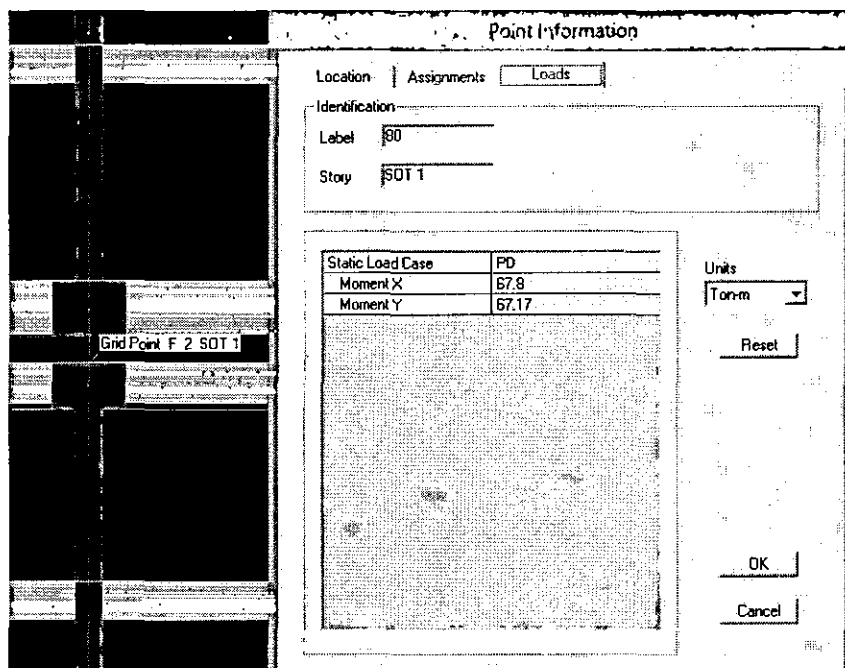


Figura 6.27 Momentos ingresados en la parte inferior (debajo del aislador).

El nuevo caso de carga (PD) será incluido en las combinaciones para el diseño de los elementos principalmente del sistema de aislamiento. A continuación se muestran las nuevas combinaciones en las que se incluye las cargas PD, estas se deben aplicar tanto para sismo superior en X e Y como para sismo inferior en X e Y.

- 1.4 CM + 1.7 CV
- 1.25 (CM+CV) + CS + PD
- 1.25 (CM+CV) + CS - PD
- 1.25 (CM+CV) - CS + PD
- 1.25 (CM+CV) - CS - PD
- 0.9 CM + CS + PD
- 0.9 CM + CS - PD
- 0.9 CM - CS + PD
- 0.9 CM - CS - PD

6.7.1.4. Consideración en el anclaje entre el aislador y el capitel

Las dimensiones que hemos calculado para los aisladores son tentativas. El proveedor puede proporcionar otras dimensiones de acuerdo a las propiedades de los materiales con los que fabricarán los aisladores; lo más importante es cumplir con las propiedades dinámicas con las que se ha hecho el diseño.

Ya con las dimensiones finales del aislador, se calculan las dimensiones de la placa de acero y los pernos de anclaje. El anclaje es preinstalado, generalmente con pernos A-325 de alta resistencia, con un diámetro que varía entre 1" y 1 3/8". El diseño de estos pernos se hará por solicitaciones de cortante, esta fuerza será proporcionada por el estructural que ya ha sido calculada.

Una verificación importante que tendremos en cuenta será la distancia entre el perno y el borde del capitel, esta distancia será calculada de acuerdo al numeral D.8.2 del Apéndice D del ACI 318-14, el cual nos dice que para anclajes con cabeza preinstalados sometidos a torsión, la distancia mínima al borde es de $6d_a$, donde d_a es el diámetro del perno.

$$\text{Distancia al borde: } 6 \cdot (1 \cdot 2.54) = 15.24 \text{ cm}$$

Se asumirá que la placa es 2.5 cm más grande a cada lado del aislador, por lo tanto la dimensión del capitel será:

$$L_{\text{capitel}}: 92 + 2.5 \cdot 2 + 15.24 \cdot 2 = 127.48$$

$$L_{\text{capitel}}: 127.48 \text{ cm.}$$

Finalmente nuestro capitel tendrá un ancho de 1.30 m. A continuación se mostrara todos los detalles que el proveedor de los aisladores proporciona.

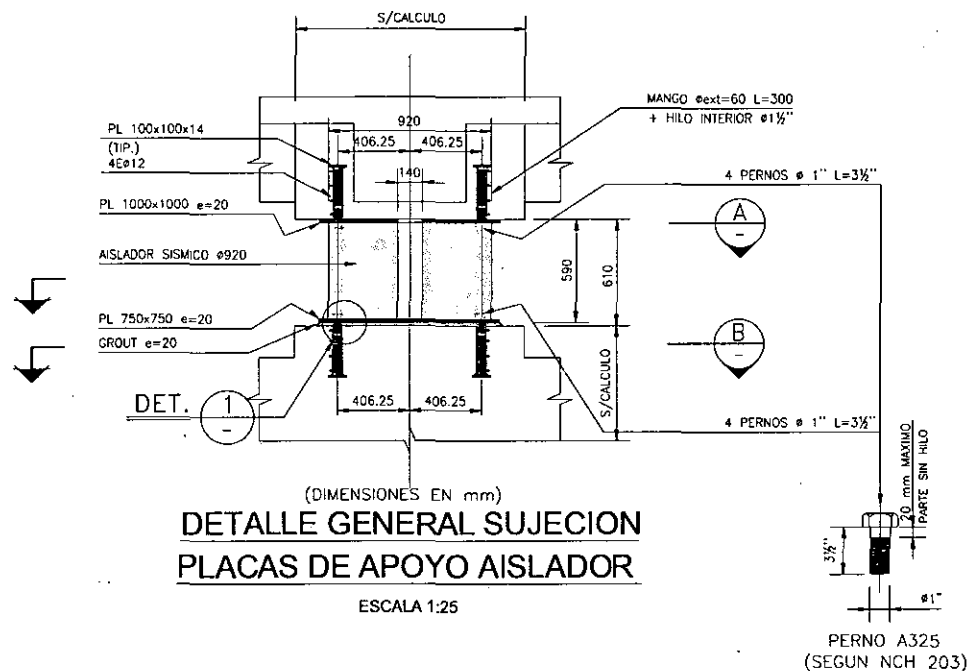


Figura 6.28 Detalle en elevación del aislador elastomérico con núcleo de plomo y su respectivo anclaje



6.7.2. Análisis Espectral para el Sismo Máximo.

6.7.2.1. Espectro del Sismo Máximo Esperado

Lo único que diferenciara a este espectro con respecto al espectro del sismo de diseño será el factor de zona.

- Z (MCE): 0.675

6.7.2.2. Resultados del Análisis Sísmico (MCE)

• Modos de Vibración

La Tabla 6.23 muestra los periodos y modos de vibración de la estructura aislada con MCE.

Tabla 6.23 Periodos y masa participante obtenidos con el sismo máximo esperado (MCE).

1	3.210	3.533	95.541	3.533	95.541
2	3.203	95.447	3.346	98.980	98.887
3	2.978	0.501	0.533	99.481	99.420
4	0.711	0.022	0.541	99.503	99.962
5	0.690	0.464	0.018	99.967	99.980
6	0.627	0.013	0.001	99.980	99.981
7	0.324	0.016	0.002	99.996	99.983
8	0.319	0.002	0.016	99.997	99.998
9	0.286	0.001	0.000	99.998	99.998
10	0.196	0.002	0.000	99.999	99.998
11	0.183	0.000	0.001	99.999	100.000
12	0.170	0.000	0.000	100.000	100.000
13	0.134	0.000	0.000	100.000	100.000
14	0.120	0.000	0.000	100.000	100.000
15	0.114	0.000	0.000	100.000	100.000
16	0.095	0.000	0.000	100.000	100.000
17	0.085	0.000	0.000	100.000	100.000
18	0.081	0.000	0.000	100.000	100.000
19	0.073	0.000	0.000	100.000	100.000
20	0.066	0.000	0.000	100.000	100.000
21	0.062	0.000	0.000	100.000	100.000

En la tabla se observa que los dos primeros modos de vibración tienen más del 90% de la masa participativa. El primer modo tiene una traslación en Y, con masa participativa de 95.54% y un periodo de 3.21 seg. El segundo modo tiene una traslación en X con masa participativa de 95.45% y un periodo de 3.20 seg.

- **Desplazamientos Laterales (Junta de aislamiento)**

Solo presentaremos el desplazamiento del sistema de aislamiento ya que de este depende la dimensión de la junta.

La dimensión de la junta será el mayor valor entre el que se obtiene por el análisis dinámico y el 90% del desplazamiento máximo total (D_{TM}) obtenido a través del Procedimiento de Fuerza Equivalente. Según el análisis dinámico el desplazamiento máximo en X es de 26.4 cm (Ver Figura 6.31) y el desplazamiento máximo en Y (Ver Figura 6.32) es de 30.3 cm, ambos valores son menores a 34.4 cm que es el 90% de (D_{TM}).

En conclusión la junta para el sistema de aislamiento será de 35 cm.

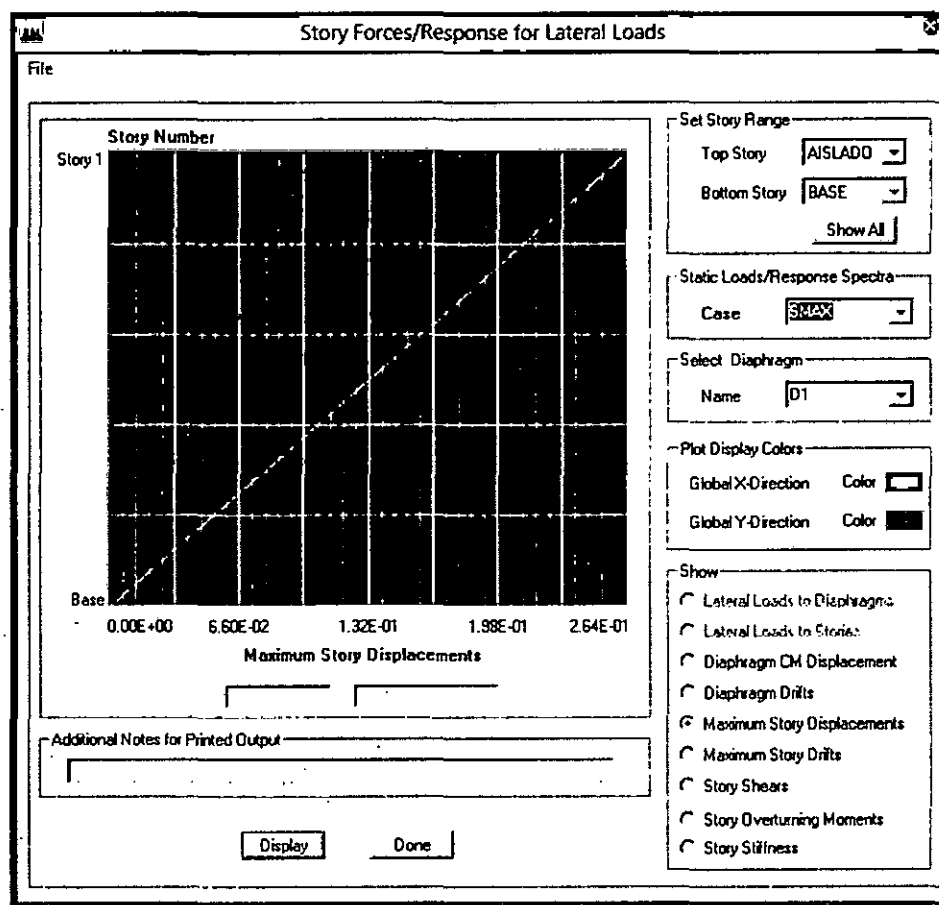


Figura 6.31 Desplazamiento en X del sistema de aislamiento por Sismo Máximo.

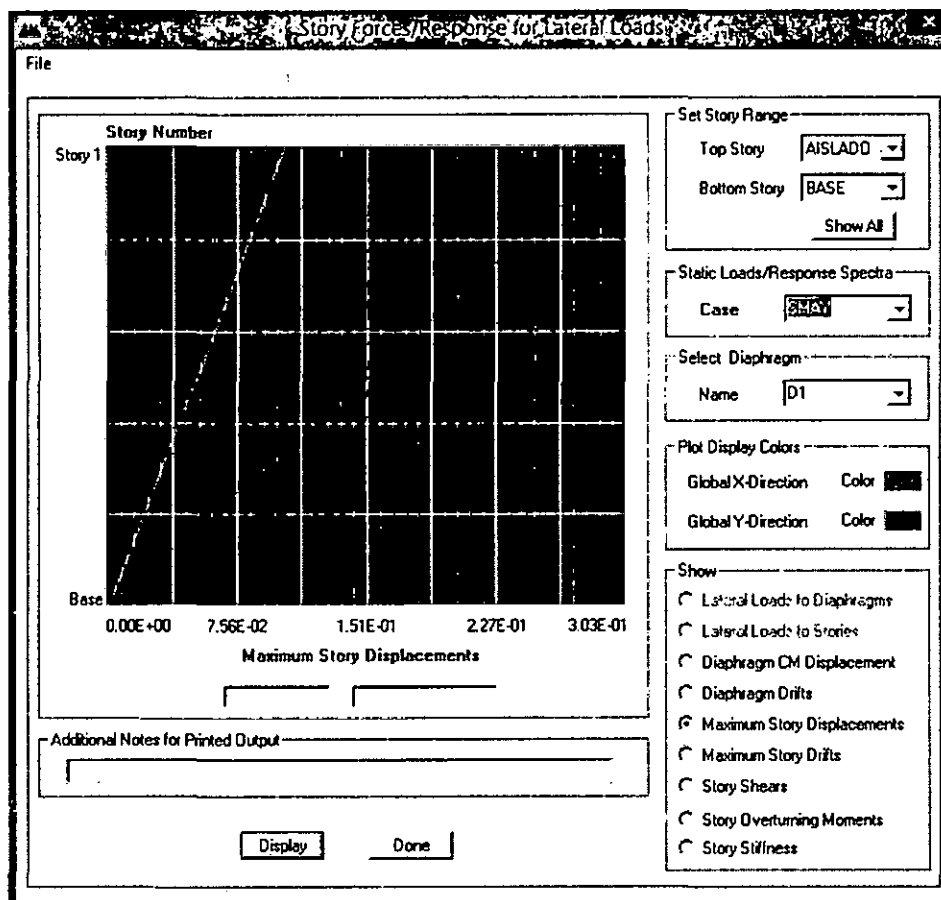


Figura 6.32 Desplazamiento en Y del sistema de aislamiento por Sismo Máximo.

6.7.2.3. Verificación de Tracciones en los aisladores (MCE)

Con el sismo máximo esperado (MCE), se verifica que ninguno de los aisladores sufran tracción, a través de la combinación 0.9 CM - CS. Se debe cumplir que la compresión debido a esta combinación no debe ser menor a 10 ton.

Tabla 6.24 Verificación de la ausencia de tracción en los aisladores.

	-200.26	63.82	116.41	88.56	91.67
	-354.3	41.51	277.36	54.69	264.18
	-361.17	21.19	303.86	39.26	285.79
	-336.7	2.87	300.16	6.18	296.85
	-325.4	7.05	285.81	21.16	271.70
	-342.35	16.40	291.72	29.27	278.85
	-298.65	49.67	219.12	20.83	247.96
	-184.54	120.40	45.69	47.68	118.41
	-184.31	83.74	82.14	131.17	34.71
	-204.62	41.38	142.78	130.40	53.76

Continuación de la Tabla 6.24.

-175.99	28.14	130.25	88.24	70.15
-96.32	37.64	49.05	74.64	12.05
-191.78	55.99	116.61	77.42	95.18
-202.66	35.11	147.28	90.57	91.82
-88.40	68.30	11.26	64.79	14.77
-198.99	27.46	151.63	31.44	147.65
-373.85	32.47	304.00	31.69	304.78
-359.82	9.93	313.91	31.15	292.69
-373.56	9.14	327.06	29.56	306.64
-370.79	9.20	324.51	29.97	303.74
-370.41	9.54	323.83	30.06	303.31
-342.68	30.50	277.91	16.81	291.60
-191.76	89.16	83.42	47.53	125.05
-194.59	24.47	150.66	77.10	98.03
-199.07	22.41	156.75	73.26	105.90
-197.61	22.83	155.02	74.24	103.61
-202.19	25.05	156.92	78.69	103.28
-201.36	27.26	153.96	14.34	166.88
-429.62	35.85	350.81	35.13	351.53
-394.52	5.13	349.94	15.93	339.14
-386.19	4.64	342.93	15.14	332.43
-382.37	4.86	339.27	15.54	328.59
-395.44	15.50	340.40	17.73	338.17
-390.56	22.79	328.71	31.40	320.10
-236.71	91.31	121.73	33.35	179.69
-171.93	26.47	128.27	65.86	88.88
-58.55	38.00	14.70	42.00	10.70
-128.29	22.78	92.68	62.03	53.43
-170.89	24.85	128.95	73.16	80.64

Se ha resaltado los aisladores con la compresión mínima en cada dirección, ninguna de ellas es menor a 10 ton, por lo que se concluye que no existe tracciones y nuestro diseño es adecuado. Con los datos obtenidos podemos concluir que pueden existir tracciones en los aisladores que estén bajo columnas que tienen poca área tributaria como son las columnas esquineras.

6.8. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

6.8.1. Diseño de Losas Macizas

Las losas del edificio en estudio son en su totalidad son macizas en dos direcciones. Trabajan en dos direcciones, por lo que se analizaron haciendo uso de un modelo bidimensional, donde las cargas como peso propio, piso terminado, y carga viva son asignadas por metro cuadrado, las cargas debido a los tabiques son asignados como cargas puntuales. Se consideran simplemente apoyadas sobre las vigas y placas, y empotradas si es que hay continuidad y se desarrolla momento negativo con la losa adyacente. El programa de computación empleado para el análisis de las losas macizas fue SAP2000.

El diseño por flexión y corte de las losas macizas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad, las cuales se amplificarán de acuerdo a la combinación $U = 1.4 CM + 1.7 CV$.

Como ejemplo se mostrará el diseño de un paño de losa ubicada entre los ejes 2 y 3, B y C Ver Figura 6.33.

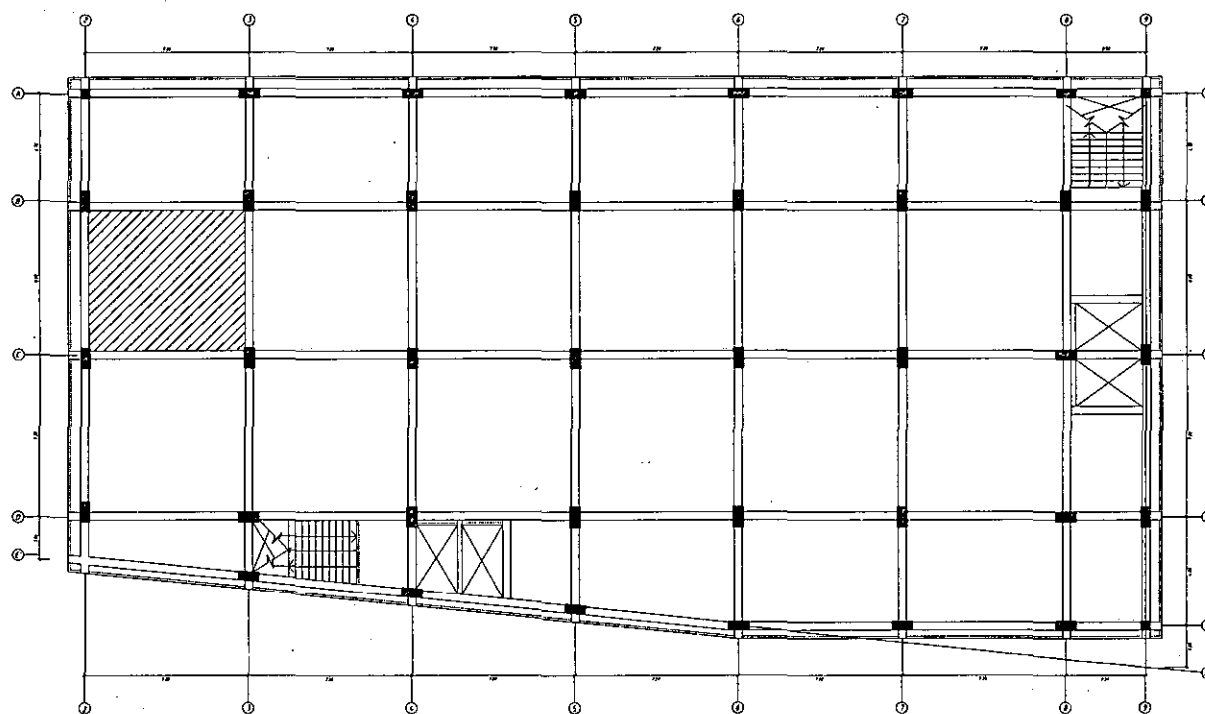


Figura 6.33 Ubicación de paño de losa en análisis.

6.8.1.1. Diseño por Cortante

El diseño por corte, para el caso de losas, consiste en verificar si la sección de concreto es suficiente para resistir la fuerza cortante última en la sección crítica.

$$\phi V_c \geq V_u$$

Ecuación 6.32

$$\phi V_c = \phi \left(0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \right)$$

Ecuación 6.33

Donde:

f'_c : 210 kg/m².

b_w : Base del elemento en estudio, trabajaremos con 1 m.

d : Peralte efectivo, el cual será de 0.17m.

En nuestra losa $\phi V_c = 11.10$ ton, se ingresa este valor para verificar que el cortante último máximo en el paño sea menor.

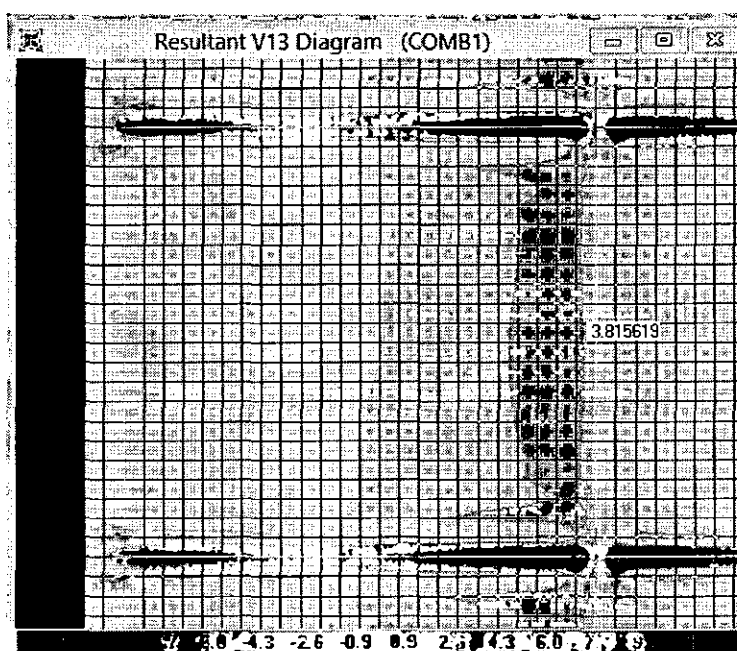


Figura 6.34 Cortante máximo del paño en V13.

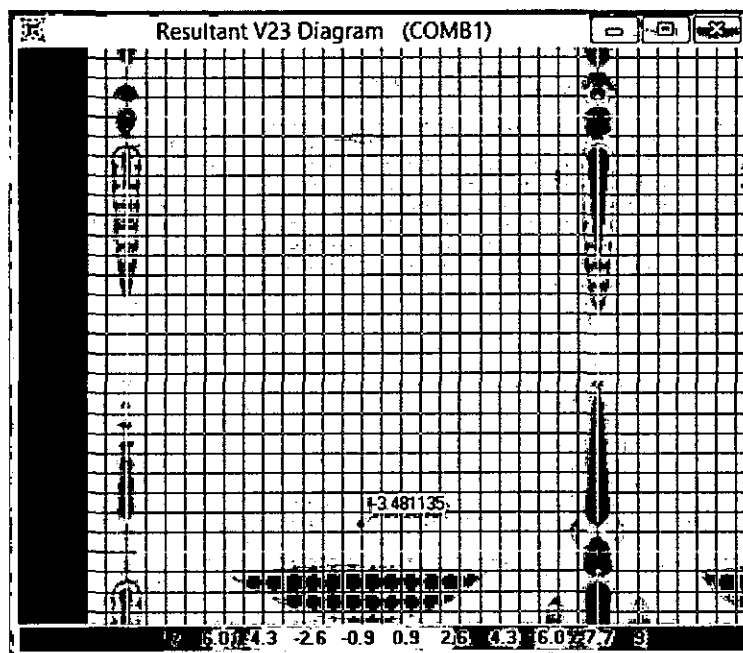


Figura 6.35 Cortante máximo del paño en V23.

El mayor cortante último del paño de losa es de 3.85 ton, es mucho menor a 11.10 ton, por lo tanto se concluye que el peralte de losa asignado es adecuado.

6.8.1.2. Diseño por Flexión

El diseño de las losas macizas se hace considerando una sección rectangular de ancho un metro y espesor constante. El peralte efectivo es igual al espesor total de la losa menos tres centímetros. De acuerdo al numeral 9.7.2 de la norma E.060, el acero mínimo por retracción y temperatura es de $0.0018bh$, donde b y h es la base y la altura del elemento respectivamente; además el numeral 10.5.4 nos dice que cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que el refuerzo en la cara en tracción por flexión no debe ser menor de $0.0012bh$. Dicho esto el acero corrido en la losa maciza será el siguiente.

$$A_{s_{inf}} = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf}} = 3/8'' @ 0.25 \text{ m.}$$

$$A_{s_{sup}} = 0.0006 * 100 * 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf}} = 3/8'' @ 0.50 \text{ m.}$$

Los momentos resistentes por el acero corrido son de $M^+ = 1.905 \text{ ton.m}$ y $M^- = 1.154 \text{ ton.m}$. Estos se ingresan al SAP200, para verificar en que tramo necesita bastón.



Figura 6.36 a) Momento positivo máximo del paño en M11 b) Momento negativo máximo del paño en M11.



Figura 6.37 a) Momento positivo máximo del paño en M22 b) Momento negativo máximo del paño en M22.

Se hicieron los cálculos correspondientes y obtuvimos los siguientes bastones para este paño de losa.

Tabla 6.25 Bastones del paño de losa comprendido entre los ejes 2 y 3, B y C.

	---	3/8"@0.25	1/2"@0.25
	3/8"@0.25+ 3/8"@0.50	3/8"@0.50	3/8"@0.25

6.8.2. Diseño de Vigas

La estructura está formada por pórticos lo que lleva a pensar que debe cumplir con las disposiciones sísmicas que la Norma E060 en el capítulo 21 dispone para el sistema estructural pórticos y Dual tipo II. Sin embargo su desempeño no depende en su totalidad de estos, debido a que está aislada sísmicamente. Por ello para el diseño de las vigas se tomaran en cuenta las disposiciones sísmicas dadas para el sistema resistente a fuerzas laterales Dual I o muros estructurales.

A continuación se analizara la viga del techo 1 del pórtico del eje B (VT1-O2) Ver Figura 6.38.

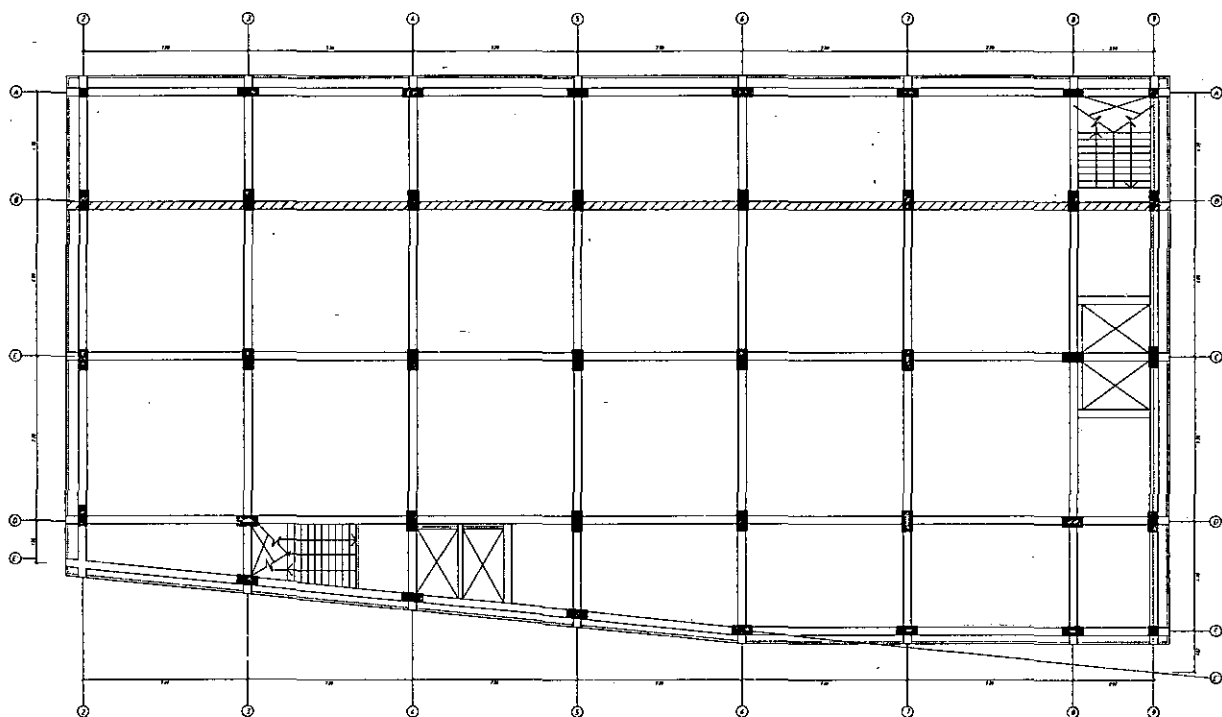


Figura 6.38 Ubicación de viga en análisis.

6.8.2.1. Diseño por Flexión

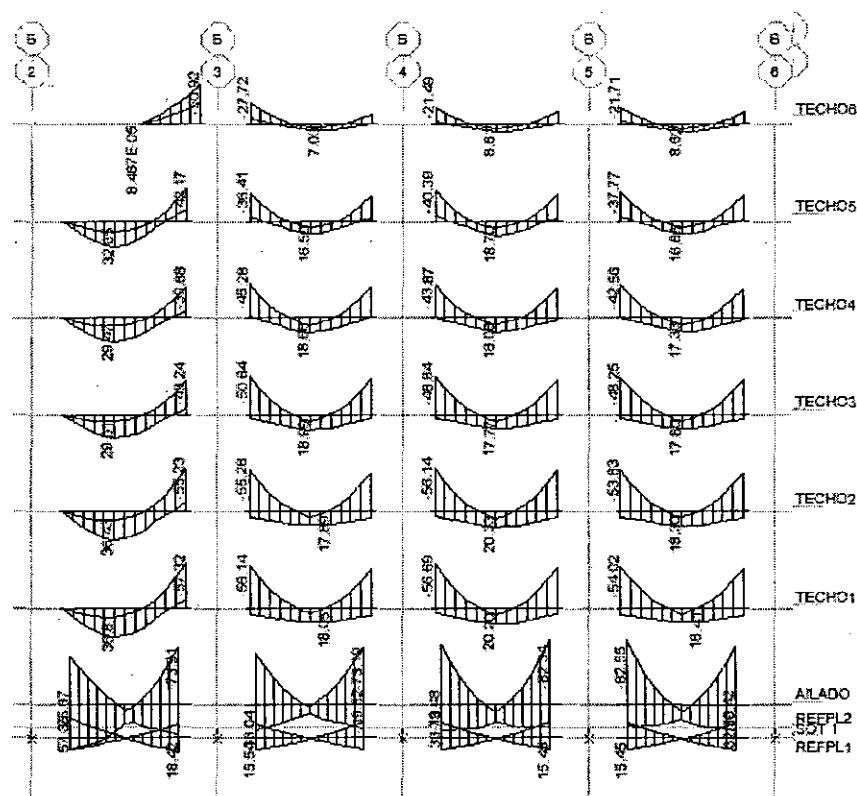


Figura 6.39 Envolvente de momentos flectores de las vigas del Eje B (Eje 2 a Eje 6) VT-02.

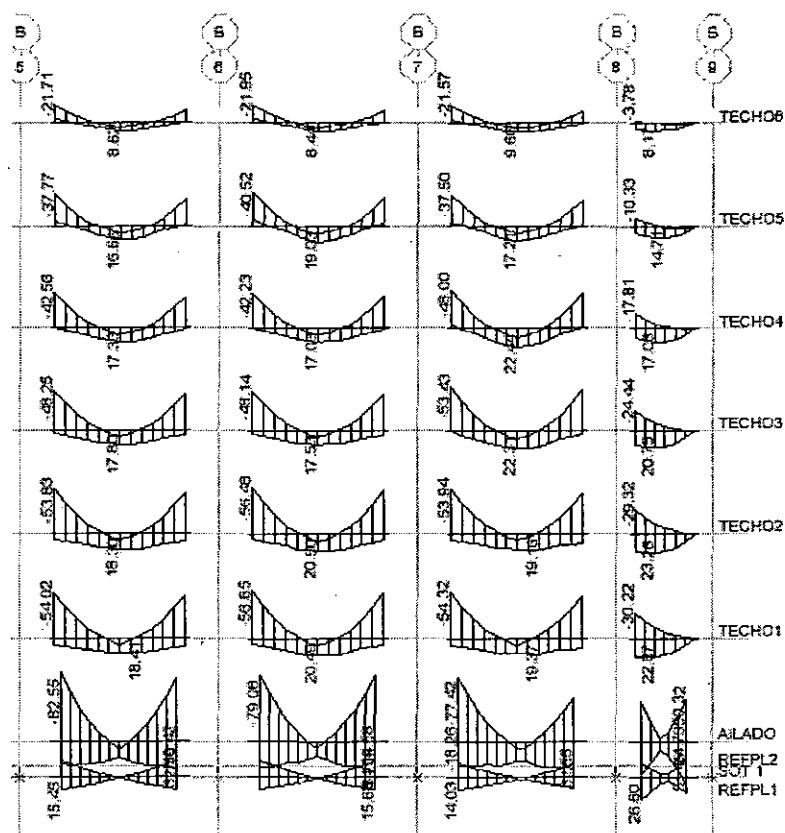


Figura 6.40 Envolvente de momentos flectores de las vigas del Eje B (Eje 5 a Eje 9) VT-02.

Como se observa, las vigas que tiene mayor momento flector son las vigas de aislamiento superior es por ello que la sección en este nivel es de 0.40x0.95 m; además son las encargadas de que el sistema de aislamiento superior sea lo suficientemente rígido. Las vigas de aislamiento inferior son de 0.40x0.65m.

El resto de vigas son de 0.35x0.60 m, el acero mínimo para esta sección, con $f_c=210 \text{ kg/m}^2$ es de 4.40 cm^2 (Ver Figura 6.41).

Usando los requerimientos para el diseño en flexión dados por la Norma E 060, se calculó el acero, con $b=0.30 \text{ m}$ y $d=0.52 \text{ m}$ y $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$, obtuvimos la siguiente tabla.

Tabla 6.26 Acero requerido por flexión a lo largo de la viga del primer piso del eje B, VT-02.

Derecha	---	---
Centro	---	$3\phi 1'' + 2\phi 3/4''$
Izquierda	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$3\phi 1'' + 2\phi 3/4''$
Derecha	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Centro	---	$2\phi 1''$
Izquierda	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Derecha	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Centro	---	$2\phi 1'' + 1\phi 3/4''$
Izquierda	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Derecha	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Centro	---	$2\phi 1''$
Izquierda	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Derecha	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Centro	---	$2\phi 1'' + 1\phi 3/4''$
Izquierda	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Derecha	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Centro	---	$2\phi 1''$
Izquierda	$6\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Derecha	$4\phi 1'' + 1\phi 3/4$	$2\phi 3/4''$
Centro	---	$2\phi 1''$
Izquierda	---	---

Para muros estructurales o Dual I, la Norma E060 nos dice que:

- $A_s \text{ corrido} > A_s \text{ mínimo}$.
- En cada extremo de la viga $M_n^+ \geq M_n^-/3$
- En toda la viga M_n^+ y $M_n^- \geq M_{n\max}/4$.

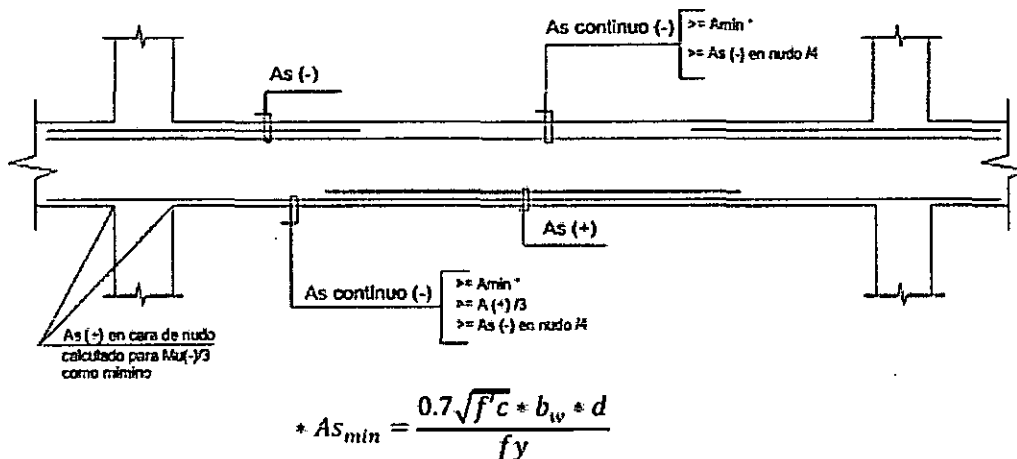


Figura 6.41 Esquema para distribuir el acero según Norma E 060-2009.

Fuente: Zurita, (2014).

Se decidió correr en toda la viga 3 varillas 1", ya que el acero superior que se requiere es grande, con esta decisión se evitó tener problemas en el corte de fierro.

Tabla 6.27 Acero corrido y bastones para las secciones críticas de la viga del primer piso del Eje B, VT-02.

Derecha	3φ1"	---	---
Centro	3φ1"	---	2φ3/4"
Izquierda	3φ1"	3φ1" + 1φ3/4	2φ3/4
Derecha	3φ1"	3φ1" + 1φ3/4	---
Centro	3φ1"	---	---
Izquierda	3φ1"	3φ1" + 1φ3/4	---
Derecha	3φ1"	3φ1" + 1φ3/4	---
Centro	3φ1"	---	---
Izquierda	3φ1"	3φ1" + 1φ3/4	---
Derecha	3φ1"	3φ1" + 1φ3/4	---
Centro	3φ1"	---	---
Izquierda	3φ1"	3φ1" + 1φ3/4	---
Derecha	3φ1"	3φ1" + 1φ3/4	---

Continuación de la Tabla 6.27.

Centro	3 ϕ 1"	---	---
Izquierda	3 ϕ 1"	3 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4	---
Derecha	3 ϕ 1"	3 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4	---
Centro	3 ϕ 1"	---	---
Izquierda	3 ϕ 1"	3 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4	---
Derecha	3 ϕ 1"	2 ϕ 1"	---
Centro	3 ϕ 1"	---	---
Izquierda	3 ϕ 1"	---	---

6.8.2.2. Diseño por Cortante

La capacidad de resistir esfuerzos de corte por parte de una viga está dada por el aporte tanto del concreto V_c , como del refuerzo V_s (estribo).

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \quad \text{Ecuación 6.34}$$

$$V_s \max = 2.1\sqrt{f'_c} bwd \quad \text{Ecuación 6.35}$$

$$s = \frac{A_v F_y d}{V_s} \quad \text{Ecuación 6.36}$$

Donde:

f'_c : 210 kg/m².

V_c : Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

$V_s \max$: Resistencia máxima proporcionada por el acero.

V_s : Resistencia al cortante proporcionada por el acero.

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

Solo por cargas de gravedad tenemos la condición de que, si $V_s < V_s \lim$, entonces $S_{\max} = d/2$ ó 0.60m (el menor valor) y si $V_s > V_s \lim$, entonces $S_{\max} = d/4$ ó 0.30m.

$$V_s \lim = 1.1\sqrt{f'_c} bwd \quad \text{Ecuación 6.37}$$

La Norma E 060-2009 en el numeral 11.1.3.1 permite tomar como valor de V_u , el esfuerzo cortante a una distancia "d" tomada desde la cara del apoyo.

Se mostrara como ejemplo de diseño solo los dos primeros tramos de la viga en análisis.

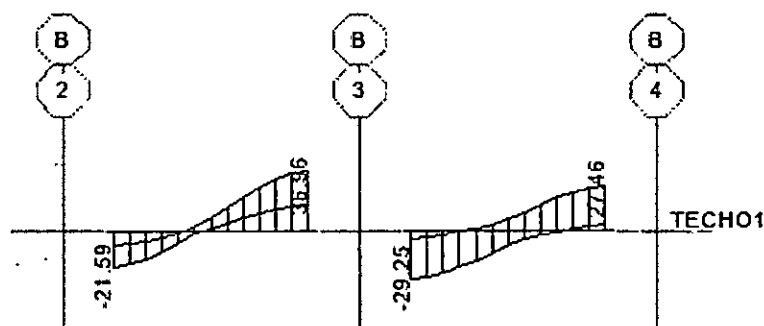


Figura 6.42 Envolvente de fuerza cortante para la viga del Eje B (Eje 2 a Eje 4), VT1-02.

Para una viga con $b=0.30$ m, $d=0.52$ m y $f'c=210$ kg/cm² tenemos $\phi V_c=11.88$ ton, $V_s \text{ max}=55.39$ ton y $V_s \text{ lim}=29.01$. Trabajaremos con $1 \square \phi 3/8''$, $A_v=1.42$ cm².

Tabla 6.28 Espaciamiento de estribos de acuerdo a la envolvente de fuerzas cortantes.

Derecha	19.80	9.32	33.29	26.00
Izquierda	35.11	27.33	11.35	11.35
Derecha	27.81	18.34	16.55	16.55
Izquierda	26.05	16.67	18.61	18.61

La Norma E 060-2009 propone ciertos requerimientos para el diseño por corte de las vigas que resisten sismo.

En el capítulo 21 se hace un nuevo cálculo de V_u (a “d” de la cara) de la viga, además se establecen zonas de confinamiento y espaciamientos mínimos.

- En el numeral 21.4.3 la norma establece que para el sistema de muros estructurales o Dual I, el valor del cortante V_u no debe ser menor al menor valor entre el cálculo que aparece en la Figura 6.43, y el cortante máximo obtenido todas las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

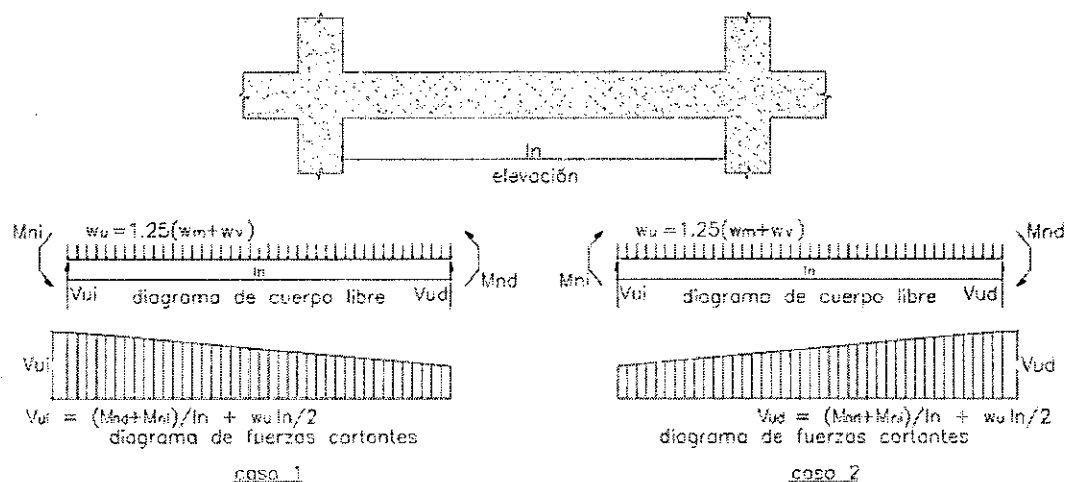


Figura 6.43 Fuerza cortante de diseño en vigas (sistema resistente de muros estructurales o Dual I).

Fuente: Norma E 060, (2009)

- b. En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.
 - Longitud de confinamiento: $2 \times 0.60 = 1.20$ m.
- c. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados en la zona de confinamiento no debe exceder del menor de los que se mencionan a continuación.
 - $d/4$: $52/4 = 13$ cm , mínimo 15 cm
 - $10d_b$: $10(2.54 \times 0.75) = 19.05$ cm
 - $24 d_{est} = 24 \times 0.71 = 22.86$ cm
 - Máximo 30 cm
- d. Los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento.
 - S fuera de la zona de confinamiento: $0.5 \times 52 = 26$ cm
- e. En todo lo largo de la viga, el espaciamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

Tabla 6.29 Calculo de V_u a “d” y a $2h$, numeral 21.4.3 de la Norma E 060-2009.

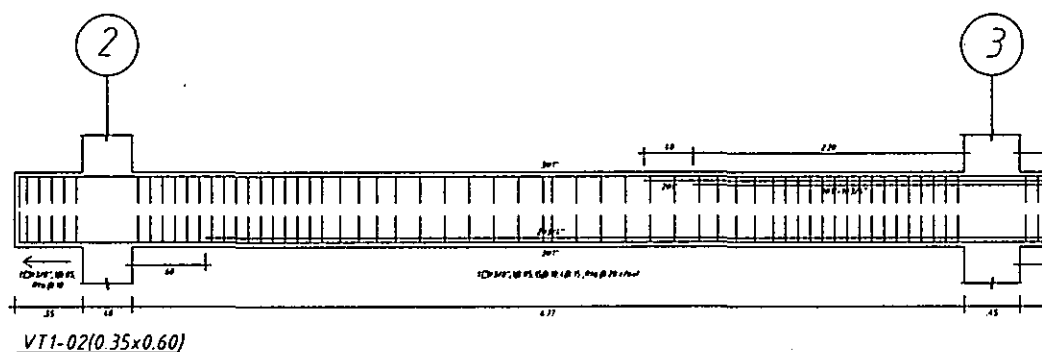
	Apoyo izquierdo	Apoyo derecho	Apoyo izquierdo	Apoyo derecho
	0.00	64.05	64.05	64.05
	0.00	41.50	30.70	30.70
	6.77		6.80	
	7.70		6.53	
	31.54		21.9	
	36.99		32.44	
	31.75		28.00	

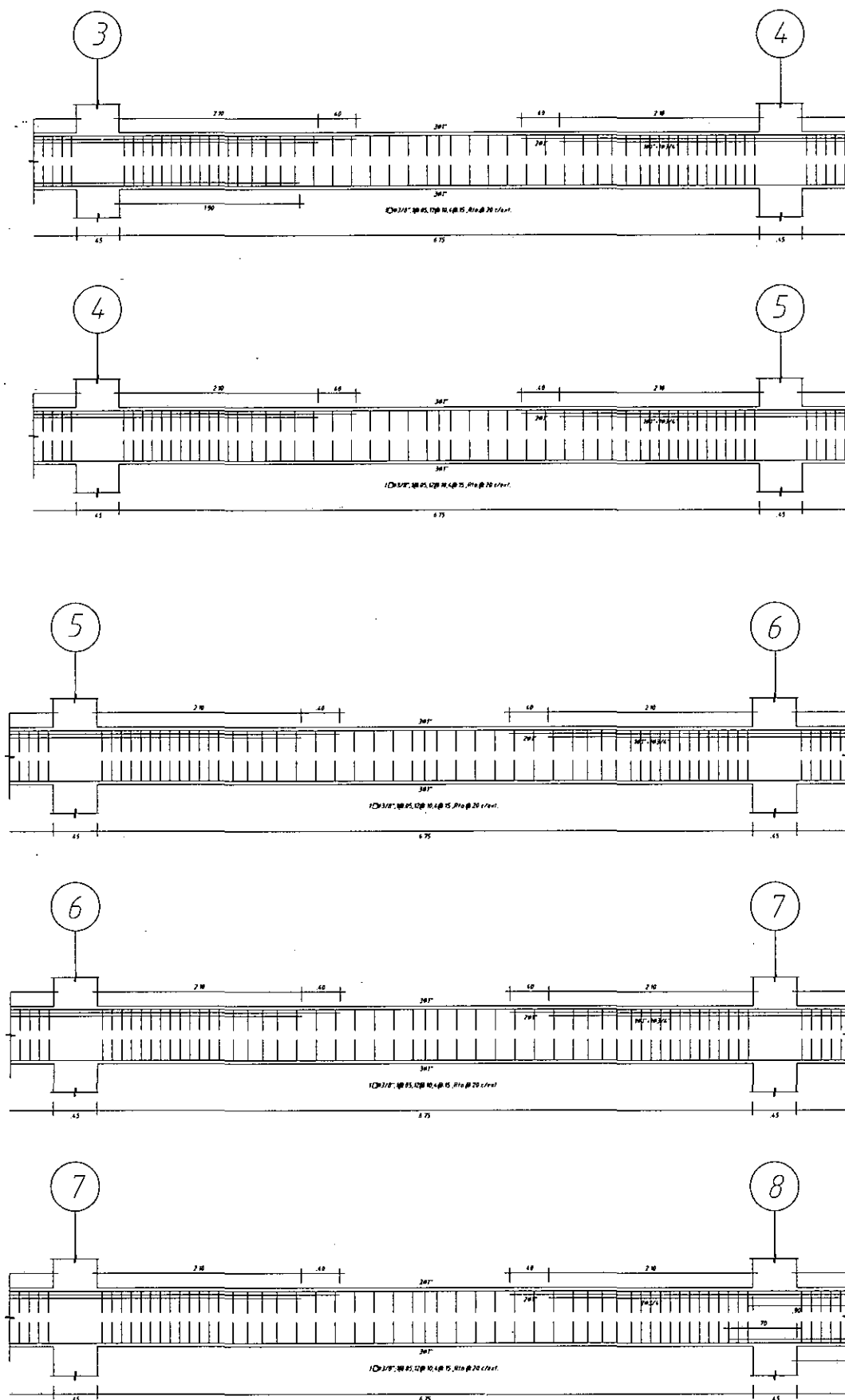
Tabla 6.30 Espaciamento de estribos con el nuevo V_u calculado.

	36.990	31.75	10.50	12.82
	32.44	28.00	13.26	16.36

Como se observa en la Tabla 6.30 el espaciamento a d , es menor al mínimo requerido por requerimientos sísmicos (15 cm); además no hay mucha diferencia entre los espaciamentos a “d” y a “ $2h$ ”. Por ello se hicieron cálculos a otras distancias y se obtuvo el siguiente espaciamento.

- Tramo 2-3: 1 $\square \phi 3/8"$ 1@.05m, 15@0.10, 4@0.15, rto@0.20 m.
- Tramo 3-4: 1 $\square \phi 3/8"$ 1@.05m, 12@0.10, 4@0.15, rto@0.20 m





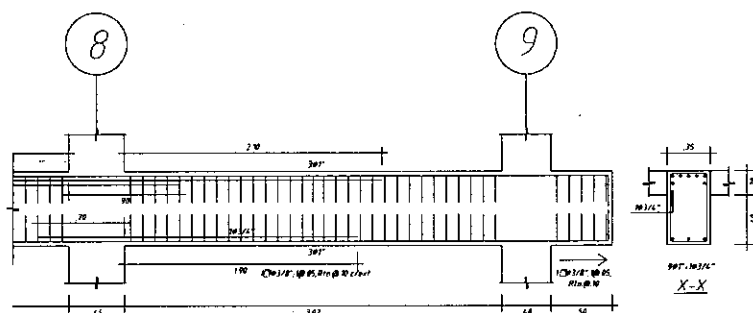


Figura 6.44 diseño final de la viga del eje B, del primer piso (VT1-02).

6.8.3. Diseño de Columnas

Las columnas son los elementos verticales que soportan carga axial y flexión. Las características que presentan las columnas del edificio se describieron en el 6.3.2 y se concluyó que tanto sus dimensiones como refuerzo responden principalmente a carga vertical debido a que el edificio está aislado sísmicamente.

A continuación se analizara la columna del primer piso que está en la intersección del Eje B y Eje 3 (C-06).

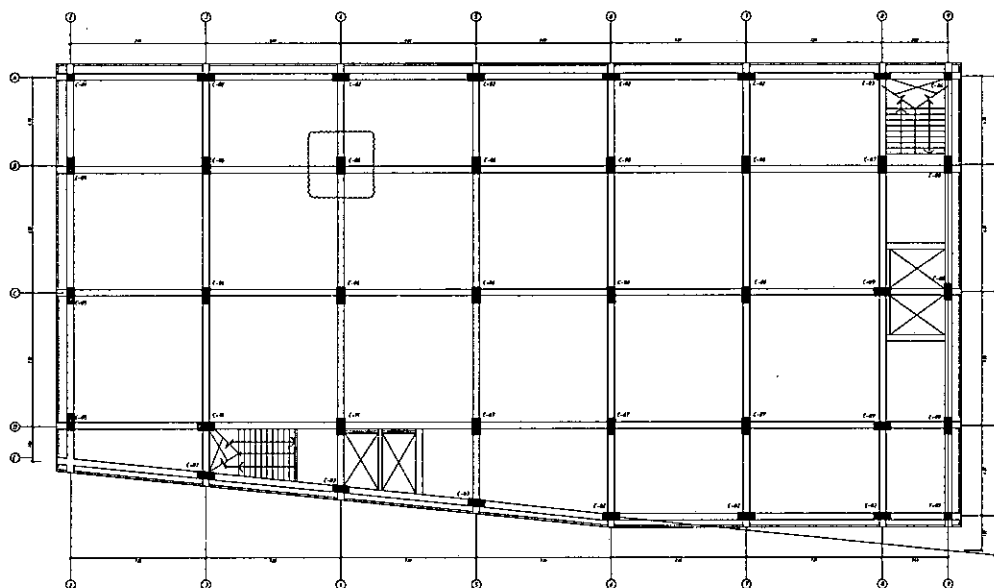


Figura 6.45 Ubicación de la columna en análisis.

6.8.3.1. Diseño por Flexo-compresión

El cálculo de la cuantía necesaria para las columnas se hace utilizando hojas de cálculo con la siguiente entrada de datos: geometría de la columna, características del concreto, sollicitación a que está sujeta la columna (M_u , P_u) y los diagramas de interacción. Los diagramas de interacción nominales (M_n , P_n) y últimos (ϕM_n , ϕP_n) se obtendrán del Etabs, para ello se ha escogido del programa la norma ACI 318 99, que es semejante a la E.060. La columna en análisis es de 0.45x0.90m con $f'_c=280\text{kg/cm}^2$.

Tabla 6.31 Cargas a las que está sometida la columna en análisis.

PISO 1	C108	DEAD	-357.98	2.00	5.68	-0.01	12.54	2.99
PISO 1	C108	LIVE	-109.69	0.39	0.94	-0.01	1.79	0.34
PISO 1	C108	PD	0.47	-1.16	2.98	-0.02	12.02	-4.13
PISO 1	C108	SISMOXS	24.40	15.42	10.11	0.27	27.50	34.00
PISO 1	C108	SISMOYS	16.95	4.73	30.18	0.38	82.78	10.43

Tabla 6.32 Cargas últimas a las que está sometida la columna en análisis.

	687.65	20.59	4.77	3.46	9.55	
	609.46	57.42	34.03	17.25	21.37	
	560.66	2.43	-33.97	13.59	1.15	
	347.05	50.80	32.56	16.06	18.20	
	298.25	-4.19	-35.44	14.78	2.02	
	608.52	33.38	42.30	19.57	15.41	
	559.72	-21.61	-25.70	11.27	4.82	
	302.58	26.76	40.83	18.38	12.24	
	297.31	-28.23	-27.17	12.46	7.98	
	602.01	112.70	10.46	6.56	41.44	
	568.11	-52.86	-10.39	2.90	18.93	
	339.60	106.08	8.99	5.37	38.27	
	305.70	-59.48	-11.86	4.09	22.09	
	601.07	88.67	18.72	8.88	35.48	
	567.17	-76.90	-2.13	0.58	24.89	
	338.66	82.05	17.25	7.69	32.31	
	304.76	-83.52	-3.60	1.77	28.05	

La Norma E.06, indica que la cuantía en columnas debe estar entre el 1% y el 6% del área total A_g , de la sección de concreto. Por un tema constructivo se recomiendan cuantías de hasta 4%.

El diagrama que se verá a continuación está construido con 24 varillas de 1", esto equivale a 3.02% de cuantía. Es menor al 4% recomendado en la norma.

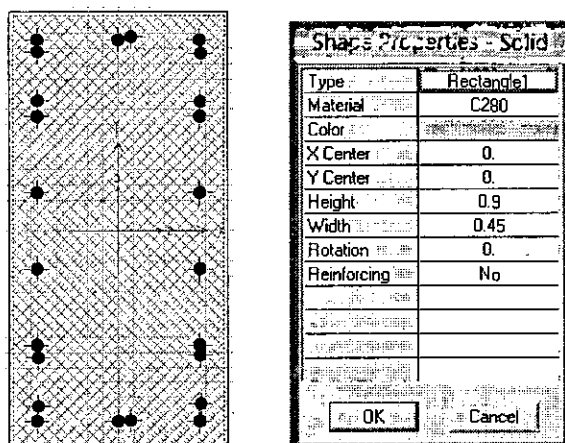


Figura 6.46 a) Distribución de acero en la columna b) Características geométricas de la columna y resistencia del concreto.

El mayor momento en la columna debido al sismo en X, será alrededor del eje local 2-2, es decir el mayor momento será M3-3.

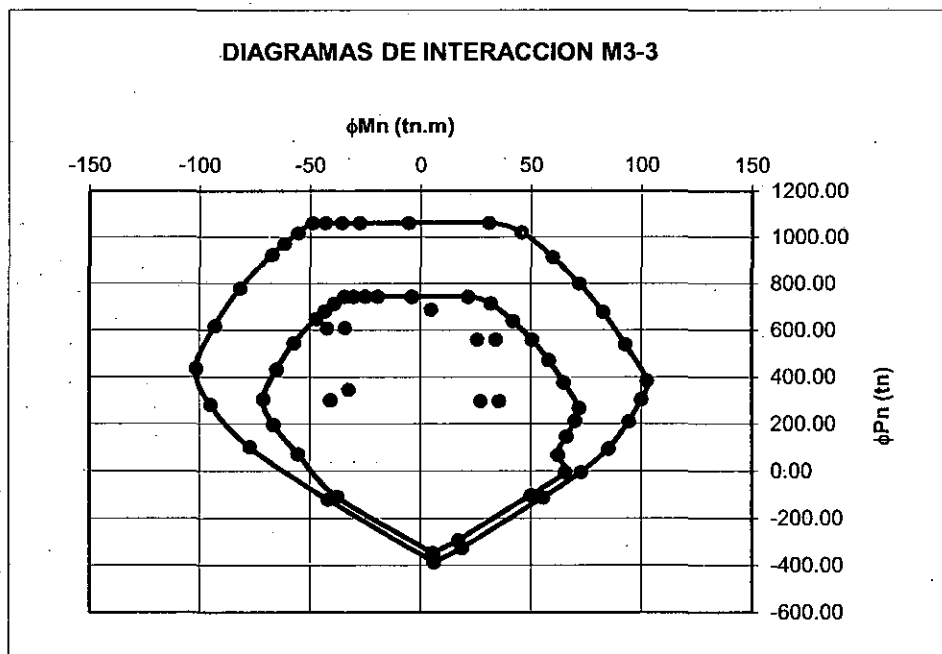


Figura 6.47 Diagrama de interacción nominal y última M3-3, y cargas ultimas de la columna (Sismo en X).

El mayor momento en la columna debido al sismo en Y, será alrededor del eje local 3-3, es decir el mayor momento será M2-2.

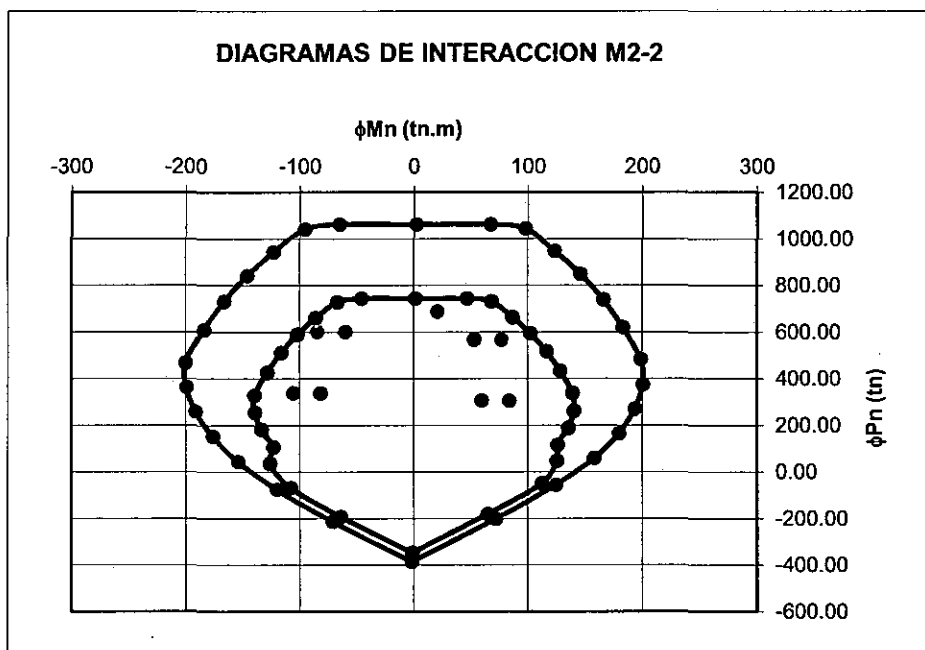


Figura 6.48 Diagrama de interacción nominal y última M2-2, y cargas ultimas de la columna (Sismo en Y).

Se observa que la columna tiene momentos, pero son muy pequeños además ha aumentado debido al caso de carga PD, de cualquier forma la carga axial debido a cargas de gravedad es la predominante.

6.8.3.2. Diseño por cortante

Una vez que se ha diseñado por flexo-compresión se procede a diseñar por corte. La fuerza cortante de diseño V_u a utilizar corresponderá al menor de los valores que se obtenga de las condiciones (a) y (b) del capítulo 21.4.3 de la Norma E.060-2009. En las columnas generalmente el menor valor de cortante V_u se obtiene de la condición (b).

A continuación se hará el diseño por cortante de la columna teniendo en cuenta todos los requerimientos que se mencionan en la Norma E 060-2099, en especial las disposiciones sísmicas del capítulo 21 para las columnas para el sistema resistente tipo Dual I o muros estructurales.

Como ya se ha mencionado la columna es de $0.45 \times 0.60 \text{ m}$, el $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y la altura de piso a fondo de techo es de 3.15 m

Tabla 6.33 Diseño por corte en la dirección X de la columna en análisis.**CORTE EN X-X**

$$\phi V_{cx} > V_{ux}$$

$$\phi V_{cx} = \phi \times 0.53 \times f_c^{1/2} \times (1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}) \times b \times a \times (a - 0.06) \quad \phi = 0.85$$

$V_{ux} =$	19.57	tn	Cortante máximo en X = Max (FXpu)
$V_{ux} =$	65.09	tn	Cortante por capacidad $V_u = 1.25(M_{ni} \times x + M_{ns} \times x) / H_n$
$V_{ux} =$	43.00	tn	Maximo cortante V_x con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.
$V_{ux} =$	43.00	tn	Cortante V_u de diseño (menor valor entre la cortante por capacidad y el aplicado por sismo)
$V_{cx} =$	31.17	tn	Resistencia del concreto al corte para la dirección X.
$\phi V_{cx} =$	26.49	tn	

$$\phi V_c < V_{ux} \quad \text{REQUIERE REFUERZO (ESTRIBOS)}$$

Se colocará refuerzo al corte (estribos): #3 Cantidad: 6 ramas en cada espaciamiento (Ash)

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 19.42 \quad \text{tn}$$

$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 77.66 \quad \text{cm} \quad \text{Espaciamiento requerido}$$

$$\phi V_{sx} = 16.51 \quad \text{tn} \quad \text{Resistencia del refuerzo al corte para la dirección X.}$$

$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_{ux} \quad \text{OK}$$

Dimensión de la zona de confinamiento:

$$H_n/6 = 52.50 \quad \text{cm}$$

$$\text{Max (a, b)} = 90.00 \quad \text{cm} \quad \text{Lo} = 90.00 \quad \text{cm}$$

$$50.00 \quad \text{cm}$$

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:

$$s = 78 \quad \text{cm}$$

$$d/2 = 42.00 \quad \text{cm}$$

$$10db (\#8) = 25.40 \quad \text{cm} \quad s = 25.00 \quad \text{cm}$$

$$48db \text{ estribo } (\#3) = 45.60 \quad \text{cm}$$

$$\text{Min (a, b)} = 45.00 \quad \text{cm}$$

$$25.00 \quad \text{cm}$$

Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento:

$$6db (\#8) = 20.32 \quad \text{cm}$$

$$\text{Min (a, b)} / 3 = 15.00 \quad \text{cm} \quad \text{So} = 10.00 \quad \text{cm}$$

$$10.00 \quad \text{cm}$$

Usar = 1 @ 5 cm, 9 @ 10, Rto. @ 25

En el caso de necesitar alguna transición, con respecto a las separaciones calculadas de los estribos, será a criterio del diseñador.

Tabla 6.34 Diseño por corte en la dirección Y de la columna en análisis.**CORTE EN Y-Y**

$$\phi V_{cy} > V_{uy}$$

$$\phi V_{cy} = \phi \times 0.53 \times f_c^{1/2} \times (1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}) \times a \times b \times (b - 0.06) \quad \phi = 0.85$$

$V_{uy} =$	41.44	tn	Cortante máximo en Y = Max (FYpu)
$V_{uy} =$	128.23	tn	Cortante por capacidad $V_u = 1.25(M_{ni} \times y + M_{ns} \times y) / H_n$
$V_{uy} =$	85.00	tn	Maximo cortante V_y con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.
$V_{uy} =$	85.00	tn	Cortante V_u de diseño (menor valor entre la cortante por capacidad y el aplicado por sismo)
$V_{cy} =$	33.56	tn	Resistencia del concreto al corte para la dirección Y.
$\phi V_{cy} =$	28.53	tn	

$$\phi V_c < V_{uy} \quad \text{REQUIERE REFUERZO (ESTRIBOS)}$$

Se colocará refuerzo al corte (estribos): #4 Cantidad: 3 ramas en cada espaciamiento (Ash)

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 66.44 \quad \text{tn} \quad \text{Cortante que aporta el acero}$$

$$s = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 20.18 \quad \text{cm} \quad \text{Espaciamiento requerido}$$

$$\phi V_{sy} = 56.47 \quad \text{tn} \quad \text{Resistencia del refuerzo al corte para la dirección X.}$$

$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_{uy} \quad \text{OK}$$

Cálculo de la longitud de confinamiento:

$$H_n/6 = 52.50 \quad \text{cm}$$

$$\text{Max (a, b)} = 90.00 \quad \text{cm} \quad \text{Lo} = 90.00 \quad \text{cm}$$

$$50.00 \quad \text{cm}$$

Cálculo del espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:

$$s = 20 \quad \text{cm}$$

$$d/2 = 42.00 \quad \text{cm}$$

$$10db (\#8) = 25.40 \quad \text{cm} \quad \text{So} = 20.00 \quad \text{cm}$$

$$48db \text{ estribo } (\#4) = 45.60 \quad \text{cm}$$

$$\text{Min (a, b)} = 45.00 \quad \text{cm}$$

$$25.00 \quad \text{cm}$$

Cálculo del espaciamiento dentro de la zona de confinamiento:

$$8db (\#8) = 20.32 \quad \text{cm}$$

$$\text{Min (a, b)} / 3 = 22.50 \quad \text{cm} \quad \text{So} = 10.00 \quad \text{cm}$$

$$10.00 \quad \text{cm}$$

Usar = 1 @ 5 cm, 9 @ 10, Rto. @ 20

En el caso de necesitar alguna transición, con respecto a las separaciones calculadas de los estribos, será a criterio del diseñador.

6.8.3.3. Esbeltez de Columnas

Mientras la esbeltez de la columna no sea significativa, se cumple respecto al diseño por flexo-compresión que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada no afectan significativamente los momentos calculados en el análisis de primer orden.

La Norma E.060-2009, numeral 10.11.4, señala que los efectos de esbeltez se pueden diseñar como columnas con desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin desplazamiento lateral (arriostradas), señalando un procedimiento de diseño para cada caso.

Así mismo en el numeral 10.11.4.2, menciona que las columnas de la estructura se pueden considerar como arriostradas (sin desplazamiento lateral), si se verifica que el índice de estabilidad del entrepiso “Q” sea menor o igual a 0.06, mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta o}{V_{us} h_e} \quad \text{Ecuación 6.38}$$

Donde:

Q : Índice de estabilidad del entrepiso.

$\sum Pu$: Suma de las cargas de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del piso hasta el entrepiso considerado.

Δo : Deformación relativa de entrepiso, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculadas de acuerdo a un análisis de primer orden.

V_{us} : Fuerza cortante amplificada de entrepiso, debido a cargas laterales.

h_e : Altura del entrepiso medida de piso a piso.

Tabla 6.35 Análisis de esbeltez en la dirección X.

80.92	0.00248	17.98	3.74	0.00298
197.26	0.00352	10.04	3.74	0.01851
326.81	0.00548	15.55	3.74	0.03077
452.73	0.00750	20.66	3.74	0.04395
567.68	0.00840	22.59	3.74	0.05645
687.65	0.00660	21.86	3.74	0.05551

Tabla 6.36 Análisis de esbeltez en la dirección Y.

Longitud efectiva (m)	Factor de esbeltez	Longitud efectiva (m)	Factor de esbeltez	Factor de esbeltez
80.92	0.00307	16.26	3.74	0.00409
197.26	0.00427	12.89	3.74	0.01750
326.81	0.00593	23.62	3.74	0.02192
452.73	0.00810	27.43	3.74	0.03575
567.68	0.00840	33.38	3.74	0.03820
687.65	0.00667	38.46	3.74	0.03191

Se verifica que en ambas direcciones X e Y $Q < 0.06$, entonces la estructura se encuentra arriostrada (sin desplazamiento lateral) y solo se hará el análisis para las estructuras sin desplazamiento lateral.

Otra forma de verificar si la columna tiene momentos de segundo orden es con las formula que aparece en el numeral 10.13.4.2 de la Norma E 060-2009, en esta ecuación δs debe ser casi uno, indicando que no existe amplificación de momento.

$$\delta s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s \quad \text{Ecuación 6.39}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2} \quad \text{Ecuación 6.40}$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 - \beta d} \quad \text{Ecuación 6.41}$$

Donde:

δs : Factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral.

M_s : Momento amplificado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral apreciable.

P_u : Fuerza axial amplificada.

P_c : Carga crítica a pandeo.

k : Factor de longitud efectiva para elementos en compresión, se toma igual a 1.

l_u : Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

βd : Relación entre la máxima carga axial amplificada que actúa en forma permanente y la máxima carga axial amplificada total.

Con $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, $b=0.45 \text{ m}$ y $h=0.90 \text{ m}$ para la dirección X, $b=0.90 \text{ m}$ y $h=0.45 \text{ m}$ para la dirección Y y una altura libre de columna de 3.15m.

Tabla 6.37 Análisis del momento magnificado en la dirección X.

80.92	0.9029	3605.8	3586.6	1.000
197.26	0.7918	3829.5	3809.2	1.000
326.81	0.7656	3886.4	3865.7	1.001
452.73	0.7520	3916.4	3895.5	1.001
567.68	0.7369	3950.4	3929.4	1.001
687.65	0.7288	3969.0	3947.8	1.001

Tabla 6.38 Análisis del momento magnificado en la dirección Y.

80.92	0.9029	14423.3	14346.4	1.001
197.26	0.7918	15318.2	15236.6	1.001
326.81	0.7656	15545.5	15462.7	1.002
452.73	0.7520	15665.6	15582.2	1.003
567.68	0.7369	15801.7	15717.5	1.004
687.65	0.7288	15875.9	15791.4	1.005

Como se observa el factor de amplificación es casi 1, por lo que no se van a tener en cuenta los momentos de segundo orden para estructuras con desplazamiento lateral.

- **Momentos Magnificados en Estructuras sin desplazamiento Lateral**

La norma E.060, numeral 10.12.2, señala que en estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión si se verifica que:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

Donde:

k : Factor de longitud efectiva ($k=1$, para estructuras arriostradas).

l_u : Longitud no arriostrada de un elemento en compresión.

r : Radio de giro de la sección transversal, para secciones rectangulares ($r \approx 0.30h$) en la dirección de análisis.

M_1 : Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna, es positivo si la columna es flexionada en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M_2 : Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

La columna tiene dimensiones de 0.45x0.90 m, tiene una longitud no arriostrada de 3.14m.

Tabla 6.39 Análisis de esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral.

	4050.00	4050.00
	2733750.00	683437.50
	25.98	12.99
	1.00	1.00
	12.09	24.17
	-9.37	-6.11
	20.59	4.77
	39.46	40.00
	OK	OK

Finalmente se concluye que esta columna no tendrá problemas de esbeltez, se hizo el análisis para todas las demás columnas y tampoco presentaron esbeltez.

Los muros de contención son estructuras que sirven para contener terreno u otro material en desnivel. Son usados para estabilizar el material confinado evitando que desarrollen su ángulo de reposo natural.

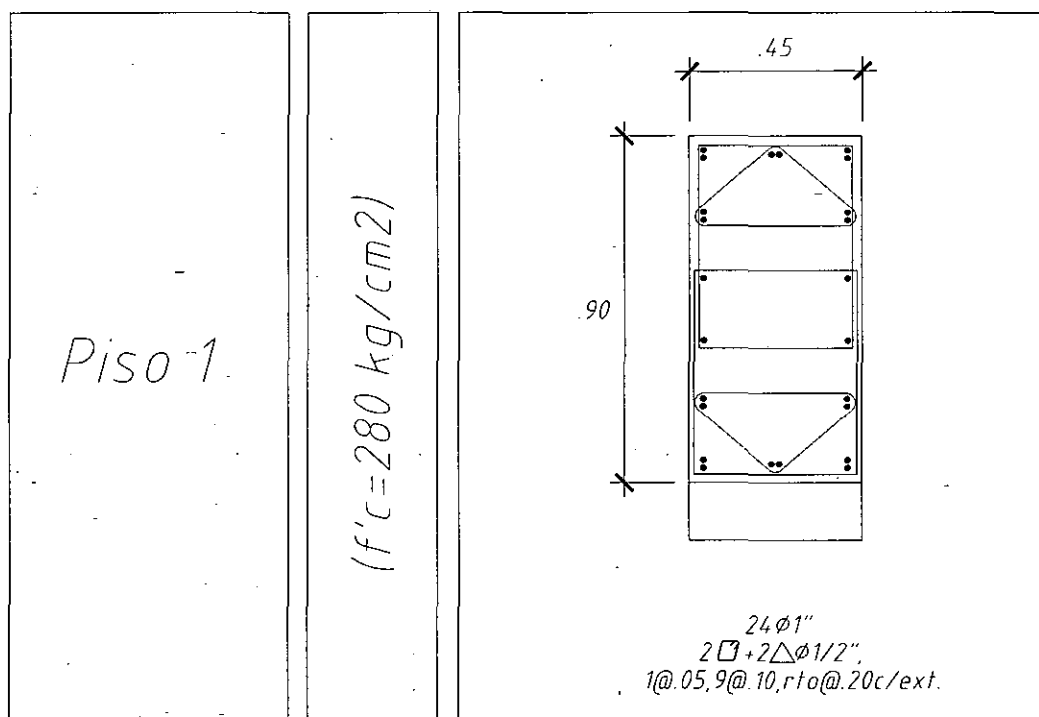


Figura 6.49 Diseño final de columna C-06 en el primer piso.

6.8.4. Diseño de Dados del sistema de aislamiento.

Para el diseño de las vigas de aislamiento se utiliza el momento en la cara del capitel; en cambio para el diseño del capitel se utiliza el momento en la cara de la columna.

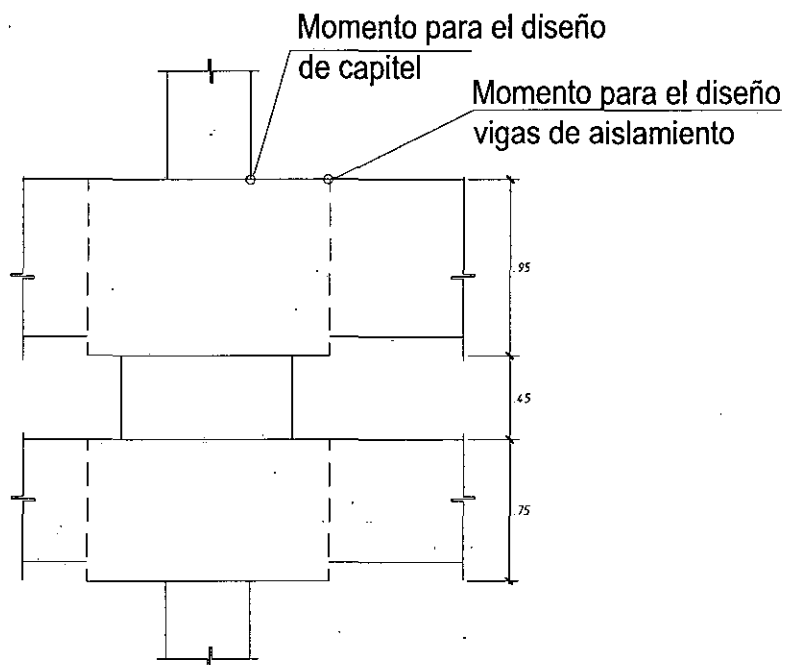


Figura 6.50 Ubicación de los momentos para el diseño de viga de aislamiento y capitel.

La planta de aislamiento tendrá solo un detalle de capitel, por ello trabajaremos con el mayor de los momentos. De acuerdo a los resultados obtenidos del programa ETABS el mayor momento en una de las caras de la columna es de 103.50 ton.m. Las dimensiones para el capitel superior son de 1.30 m x 1.30 m y 0.95 m de peralte. Se hará el diseño por flexión con $b=1.30$ m, $d=0.86$ m y $f'c=350$ kg/cm², con estas dimensiones y momento antes mencionados tenemos.

- $A_s = 33$ cm² $A_s=33$ cm²/1.30m $A_s=1\phi 1''@0.20$ m.
- $A_{s \text{ min}} = 34.86$ cm² $A_s=34.9$ cm²/1.30m $A_s=1\phi 1''@0.187$ m.

Se usara $1\phi 1''@0.185$ m en la cara superior e inferior del capitel, y en ambas direcciones, este acero se coloca como estribos así que también estará como acero vertical en las caras laterales del capitel.

El acero horizontal en las caras laterales se calculará con la cuantía mínima que establece para muros el numeral 11.10.7 de la Norma E 060-2009 el cual es de 0.002 para el refuerzo horizontal.

$$A_s = 0.0020 \times 1.30 \quad A_s = 26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_s = 1\phi 1''@0.196 \text{ m.}$$

El acero horizontal en las caras del aislador será de $1\phi 1''@0.185$ m, a continuación se presenta el detalle de capitel diseñado.

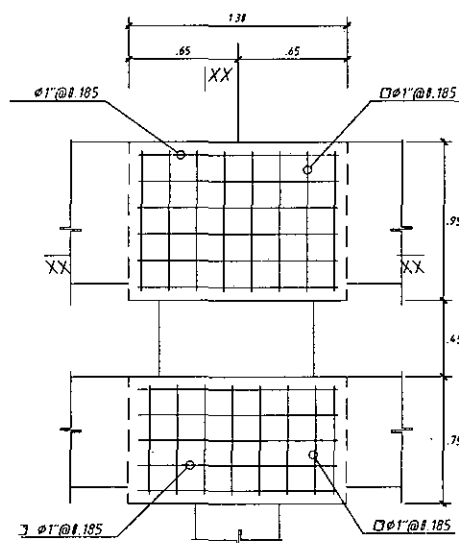


Figura 6.51 Detalle de armadura de capitel (con aislador).

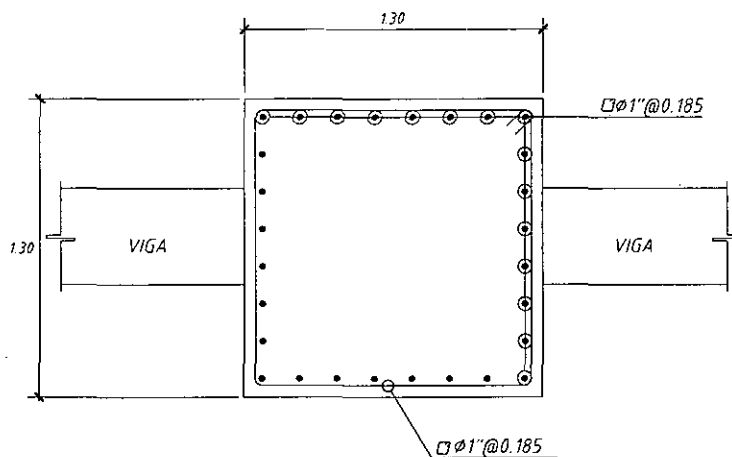


Figura 6.52 Corte 1 en el capitel, muestra el acero en planta y el acero horizontal de las caras laterales.

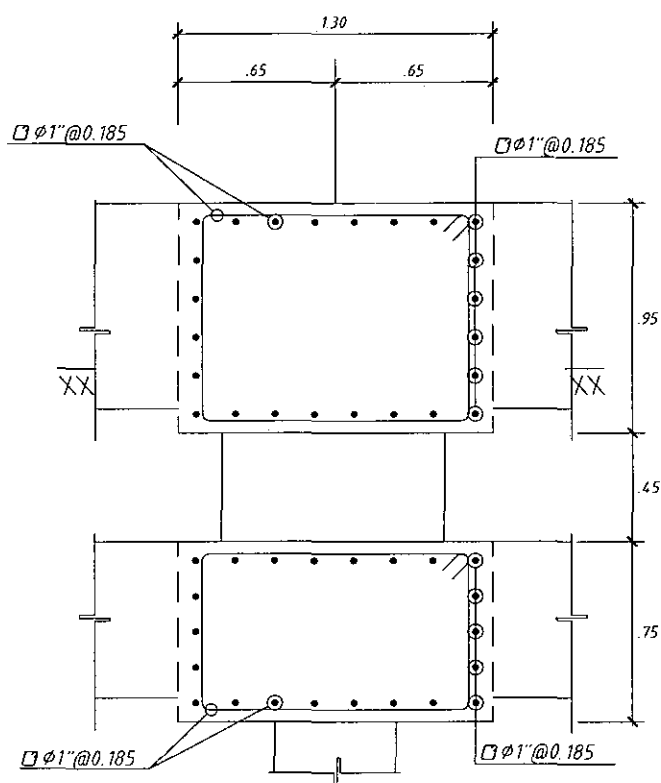


Figura 6.53 Corte 2 en elevación del capitel, muestra el acero horizontal tanto de las caras inferior y superior como el acero vertical en las caras laterales.

6.8.5. Diseño de Muros de Sótano

Los muros de contención son estructuras que sirven para contener terreno u otro material en desnivel. Son usados para estabilizar el material confinado evitando que desarrollen su ángulo de reposo natural.

Los muros de sótano son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones, para las cargas verticales y horizontales provenientes de la superestructura. Tienen apoyo tanto en la parte superior como en la inferior, ya que en la parte superior se encuentran restringidos por la losa de techo del sótano y en la parte inferior por la cimentación.

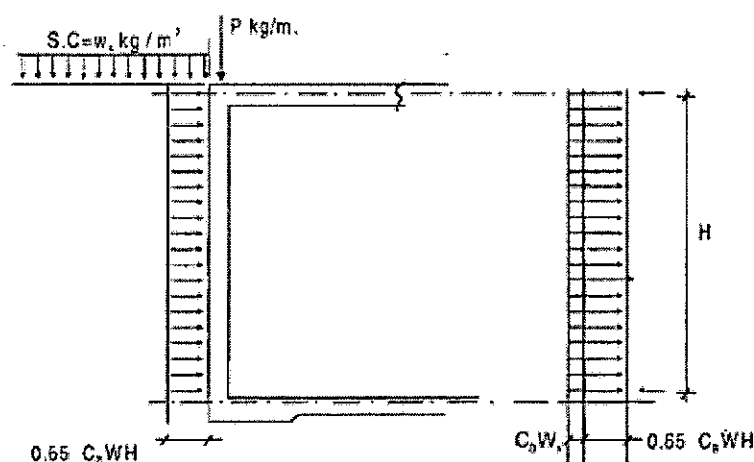


Figura 6.54 Cargas de muro de sótano.

Fuente: Harmsen, (2002).

Las características necesarias para el diseño de los muros de sótano de suelo se obtendrán del estudio de mecánica de suelos realizados por GHAMA Ingeniería S.A. Ver Anexo II.

- Peso unitario del suelo de cimentación (γ): 1800 kg/cm^3 .
- Coeficientes de presión lateral: K_a : 0.319 y K_p : 3.137.
- Profundidad mínima de cimentación: 1.50 m.
- S/C: 250 kg/cm^2 .

• Cargas Perpendiculares

El edificio en estudio cuenta con 2 sótanos, con un empuje que va desde el nivel 0+00 al nivel -7.90 (a la mitad de la altura de la cimentación. Se hizo un análisis de elementos

finitos, igual que para las losas macizas, tomando las losas y la cimentación como apoyos simples. Se mostrara como ejemplo el diseño de muro de sótano ubicado en el eje A.

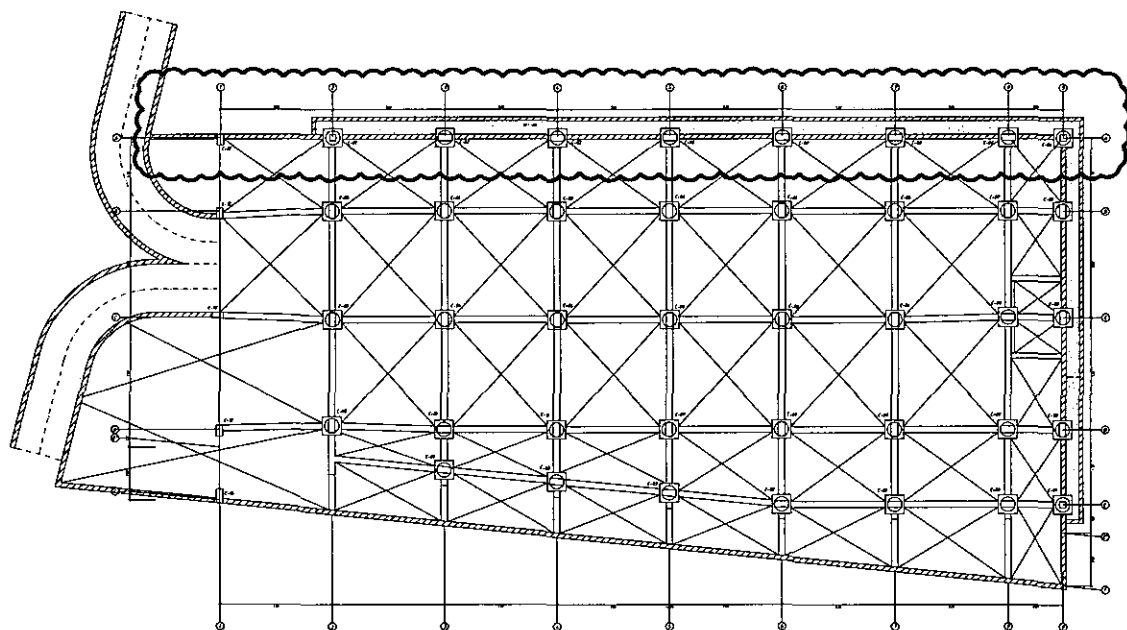


Figura 6.55 Ubicación de muro de sótano en análisis.

- Empuje de suelo: $0.65(K_a \gamma H)=2.95 \text{ ton/m}^2$
- sobrecarga: $0.65(S/C)=0.163 \text{ ton/m}^2$
- $W_u=1.7 \times (2.95+0.163)=5.3 \text{ ton/m}^2$

En la Figura 6.56 se muestra el modelo del muro de sótano en análisis, se observa que en el nivel 0+00, hay una gran parte que no está apoyado, esto se debe al sistema de aislamiento, que hace que en este nivel la losa esté totalmente separada del muro de sótano Figura 6.57.

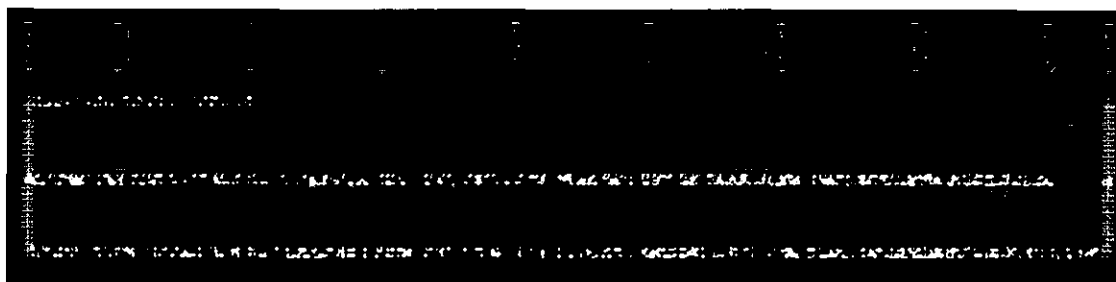


Figura 6.56 Modelo del muro sótano ubicado en Eje A.

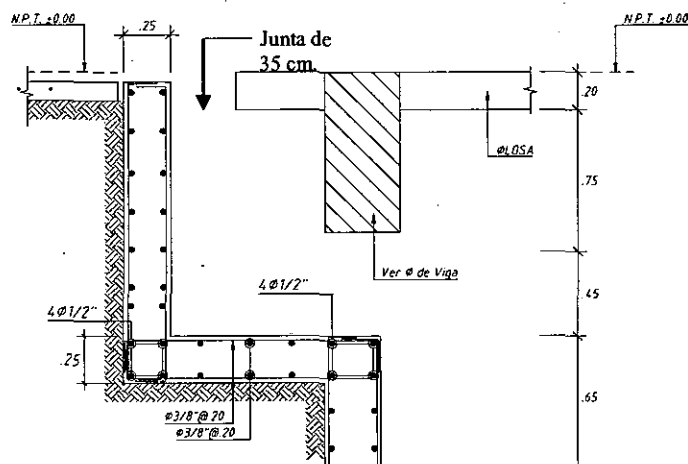


Figura 6.57 Junta de entre losa y el muro de sótano en el nivel 0+00.

6.8.5.1. Diseño por Cortante

Para 0.30 m de espesor, $d=0.25$ (más crítico). Tenemos una resistencia debido al concreto $\phi V_c=21.10$ ton ($\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c} b w d)$ Ecuación 6.33).

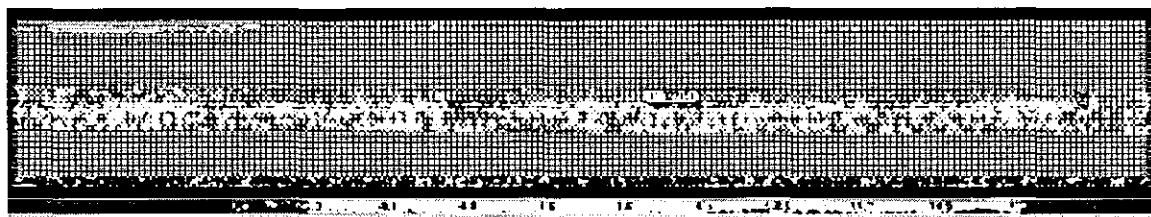


Figura 6.58 Cortante máximo en la dirección vertical V23.

En la Figura 6.58, el $V_u \max(\text{vert})=11.32$ ton $< \phi V_c$, por lo tanto el concreto es capaz de resistir el cortante. No se analizara la dirección horizontal ya que al igual que en los momentos, las fuerzas cortantes en esta dirección son pequeños (Figura 6.60).

6.8.5.2. Diseño por Flexión

Los momentos en la dirección horizontal no son muy grandes, y casi siempre solo necesita el acero mínimo. Según el numera 14.3.1 de la Norma E060-2009, la cuantía mínima de refuerzo horizontal es de .0025 y de refuerzo vertical es de 0.015. Por recomendación los 2/3 de la cuantía mínima deben colocarse en la cara exterior (la cara expuesta al terreno).

- As min horizontal: $0.0025 \times 30 \times 100 \times (2/3) = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/2" @ 0.25 \text{ m.}$
- As min vertical: $0.0015 \times 30 \times 100 \times (2/3) = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" @ 0.20 \text{ m.}$

El momento resistente del acero vertical con $\phi 3/8''@0.20$ m y con $f'c=350$ kg/cm² es de $\phi M^+=4.4$ ton.m y $\phi M^-=3.6$ ton.m. Estos momentos son mucho menores a los momentos a los que está sometido el muro de sótano en estudio. Así que se trabajó con una malla de $\phi 1/2''@0.20$ m para el acero vertical, teniendo $\phi M^+=7.2$ ton.m y $\phi M^-=6.17$ ton.m, se ingresaron estos valores y obtuvimos la Figura 6.59.

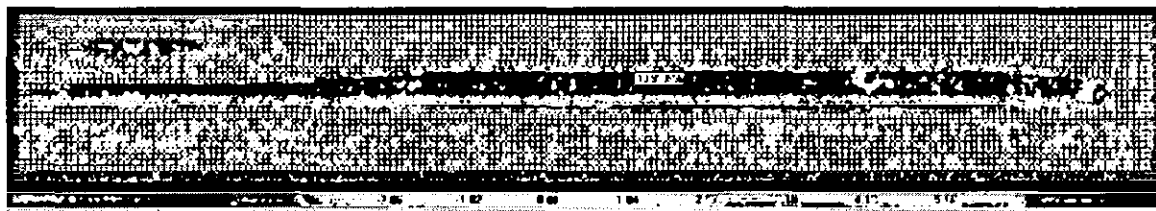


Figura 6.59 Momento Negativo máximo en la dirección vertical M22.

Se observa que solo necesitamos bastón para cubrir los momentos negativos, los positivos están cubiertos en su totalidad.

El momento resistente del acero horizontal con $\phi 1/2''@0.20$ m y con $f'c=350$ kg/cm² es de $\phi M^+=6.0$ ton.m y $\phi M^-=5.0$ ton.m. La situación más crítica se debe a momento positivo, pero el valor de este momento es menor a lo que resiste la malla. Casi siempre los momentos horizontales son despreciables, es por eso que el análisis de los muros de sótano solo se hace en la dirección vertical.

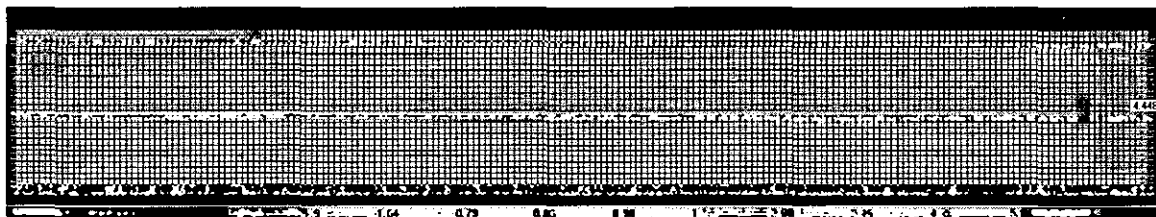


Figura 6.60 Momento Positivo máximo en la dirección horizontal M11.

A continuación se presenta uno de los cortes de cimentación hecho para el muro que hemos analizado.

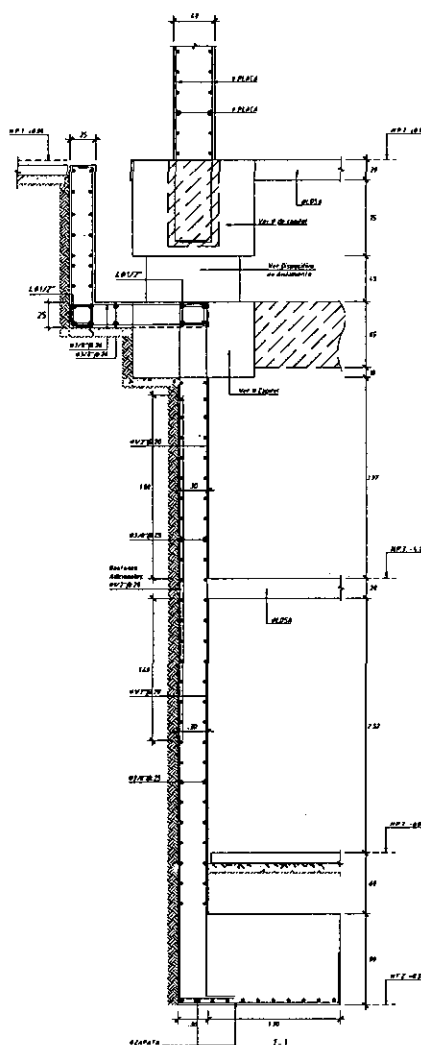


Figura 6.61 Diseño final del corte 1-1.

6.8.6. Diseño de la Escalera

Por comodidad podemos idealizar las escaleras como losas inclinadas que conectan dos niveles diferentes en la edificación, éstas no forman parte de la estructura, es decir, no aportan rigidez lateral y se diseñan considerando únicamente cargas de gravedad.

La única diferencia apreciable del diseño de escaleras entre una estructura aislada y una convencional radica en aquellas que pasen por el nivel de aislamiento; es decir aquellas escaleras que conecten la superestructura y la subestructura. En Figura 6.62 se muestra el detalle para este tipo de escaleras.

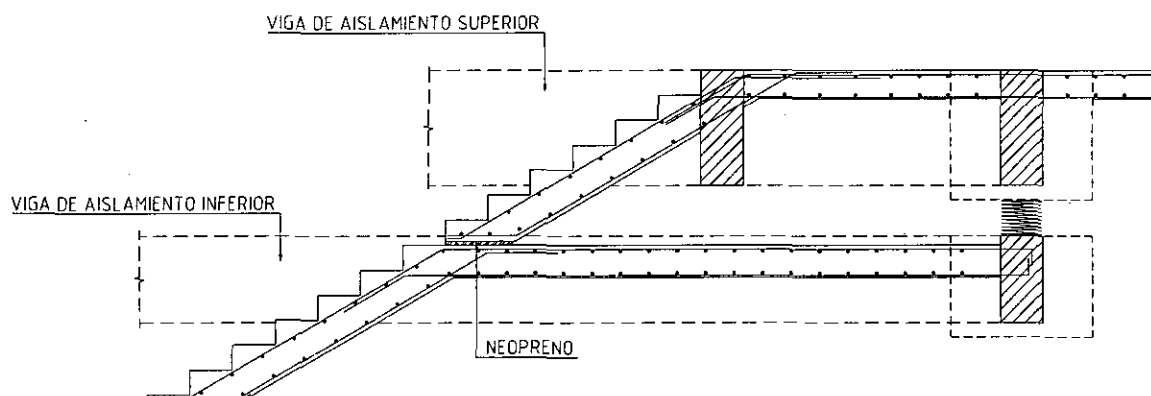


Figura 6.62 Detalle de escalera que pasa por el nivel de aislamiento.

6.8.6.1. Diseño por flexión:

Las escaleras fueron idealizadas como losas macizas armadas en una sola dirección. Por lo tanto el refuerzo longitudinal se determinará del diseño por flexión y el refuerzo transversal resultará de la cuantía mínima que debe tener la losa ($A_s \min = 0.0018bh$).

6.8.6.2. Diseño por cortante:

La fuerza cortante última (V_u) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no aporta resistencia al corte.

A continuación se muestra el diseño final de tramo de las de la escalera 03 que une el sótano 1 con el primer piso.

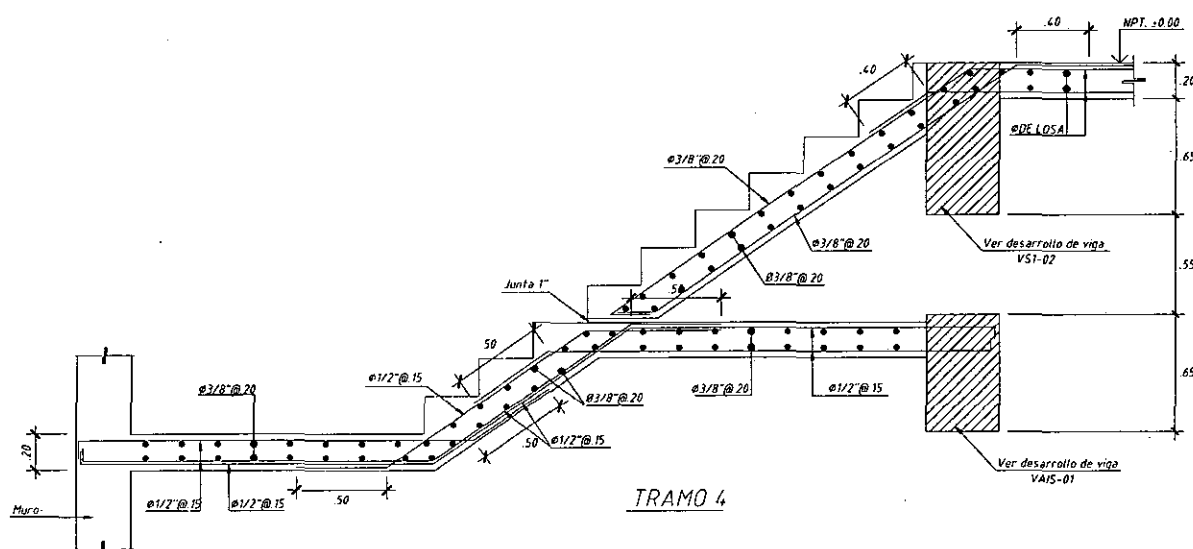


Figura 6.63 Diseño final del tramo 4 de la escalera 3.

6.8.7. Diseño de la Cimentación

La cimentación es la estructura encargada de transmitir las cargas de los elementos verticales al terreno, estas cargas producen un esfuerzo que no debe ser mayor al esfuerzo admisible del terreno para así evitar asentamientos en el terreno no deseables.

De acuerdo al estudio de suelos la capacidad admisible del terreno (q_{adm}): 4.70 kg/cm² (Ver anexo).

La cimentación de la edificación consta de zapatas aisladas, combinadas, conectadas, y cimiento corrido para los muros de sótano. El diseño de la cimentación se realiza igual que para un edificio convencional, por lo tanto a modo de ejemplo solo presentaremos el diseño de la zapata aislada de la columna C-05.

6.8.7.1. Zapata Aislada

a. Dimensionamiento de la Zapata

Se define la dimensión de las cimentaciones de manera que no se exceda la presión admisible del terreno. Para los estados de carga en que interviene sismo se permite considerar un incremento del 30% de la presión admisible, de acuerdo con lo establecido en el numeral 15.2.4 de la Noma E.060-2009.

Para la etapa de dimensionamiento de las cimentaciones, las cargas provenientes del análisis sísmico deben ser divididas con 1.25 para llevarlas a nivel de servicio.

Para hallar el área de la zapata usamos las cargas en servicio que llegan hasta ella y su peso propio. Se estima que el peso propia de una zapata en suelo bueno es de aproximadamente el 5% de las cargas en servicio (CM+CV).

Tabla 6.40 Cargas que llegan a la zapata en análisis.

	C108	DEAD	-481.19	0.14	0.06
	C108	LIVE	-143.00	0.17	0.30
	C108	SISMOXI	38.90	0.51	0.09
	C108	SISMOYI	34.73	0.29	0.21



Como se observa en la Tabla 6.40 los momentos que llegan a la zapata son muy pequeños así que serán despreciados. Usamos $q_{adm} = 4.7 \text{ kg/m}^2$ con cargas de gravedad, y $1.3q_{adm} = 6.1 \text{ kg/cm}^2$ para las cargas con sismo.

$$A = \frac{P_{serv}}{q_{adm}}$$

Ecuación 6.42

Donde:

A: Área requerida para la zapata.

q_{adm} : Capacidad portante obtenida del estudio de mecánica de suelos.

Tabla 6.41 Calculo del área dela zapata.

	655.40	47.00	13.95
	686.5	61.00	11.30
	683.2	61.00	11.20

La columna que llega a esta zapata es de $0.45 \times 1.05 \text{ m}$, para cumplir con el área requerida dimensionaremos de la zapata considerando volados iguales. La zapata será de $3.45 \times 4.05 \text{ m}$, con volados de 1.5 m teniendo un área de $13.97 \text{ m}^2 > 13.95 \text{ m}^2$.

b. Determinación de la Reacción Amplificada del Suelo

La presión última del suelo se hará utilizando el máximo esfuerzo obtenido para las cargas últimas.

Tabla 6.42 Cargas ultimas para diseño.

	963.71 Ton	963.71 Ton
	861.06 Ton	856.89 Ton
	783.26 Ton	787.43 Ton
	502.15 Ton	497.98 Ton
	424.35 Ton	428.52 Ton

Se trabajará con la combinación de las cargas de gravedad ya que es la más crítica.

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A}$$

Ecuación 6.43

Donde:

σ_u : Esfuerzo último en la zapata.

A: Área de la zapata con las dimensiones ya definida.

$$\sigma_u = 69 \text{ ton/m}^2$$

c. Diseño por Cortante

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa. Se asume un valor $h=1.00$ m ya que con ese valor de peralte se cumplen las verificaciones tanto por cortante como por punzonamiento.

Toda la cimentación está diseñada con $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$. La zapata analizada tiene un peralte efectivo “d”= 0.90 m, y el volado de 1.50 m. Trabajaremos con un franja de un metro.

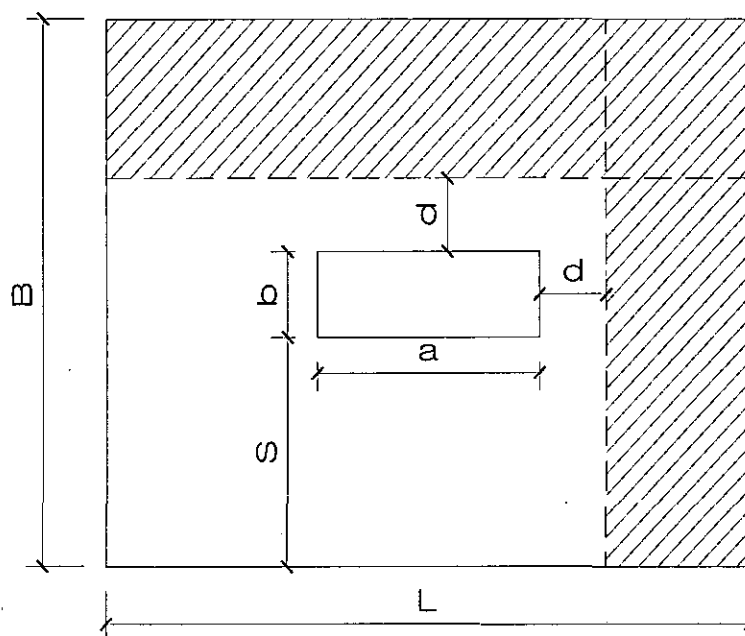


Figura 6. 64 Forma del cálculo del cortante último en la zapata.

$$\phi V_c = 75.85 \text{ ton}$$

$$(\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c} b w d))$$

Ecuación 6.33)

$$V_{ud} = 69 \times (1.50 - 0.9) = 41.40 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_{ud}$

d. Diseño por Punzonamiento

El corte por punzonamiento está relacionado a un comportamiento de la zapata similar al de una losa en dos direcciones; Para poder resistirlo, la zapata deberá contar con un peralte h (en nuestro caso es $h=1.00$ m) que sea capaz de aportar una suficiente área de concreto en la sección crítica. El diseño se basa en las disposiciones de la norma E.060, numeral 11.12.2.1.

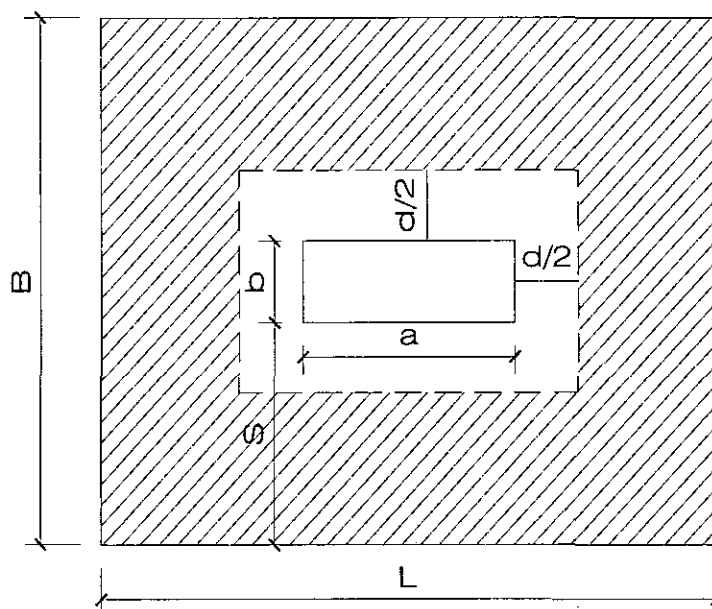


Figura 6. 65 Forma del cálculo del cortante último en la zapata por punzonamiento.

V_c debe ser el menor valor entre las ecuaciones que se presentan a continuación.

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{Ecuación 6.44}$$

$$V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{Ecuación 6.45}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{Ecuación 6.46}$$

Donde:

V_c : Resistencia al cortante.

b_o : Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas.

d : Peralte efectivo de la zapata.

β : Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna.



αs : 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

A continuación se calculara el valor de ϕV_c , para el corte debido al punzonamiento. Teniendo en cuenta que la columna es de 0.45x1.05m, y “d” de la zapata es de 0.90m.

$$m = b + d/2 + d/2 \rightarrow m = 1.35 \text{ m.}$$

$$n = h + d/2 + d/2 \rightarrow n = 1.95 \text{ m.}$$

$$b_o = 2(m + n) \rightarrow b_o = 6.60 \text{ m.}$$

$$\beta = l_{\text{mayor}} / l_{\text{menor}} \rightarrow \beta = 2.33$$

$$\alpha s = 40$$

$$\phi V_{c1} = 947.3 \text{ ton.}$$

$$\phi V_{c1} = 1901.2 \text{ ton.}$$

$$\phi V_{c1} = 1001.3 \text{ ton.}$$

Por lo tanto $\phi V_{c1} = 947.3 \text{ ton.}$

El cálculo del cortante último por punzonamiento está dado por:

$$V_u = \sigma_u (A - m n) \quad \text{Ecuación 6.47}$$

$$V_u = 69(1.95 \times 2.55 - 1.35 \times 1.95) = 782.90 \text{ ton.}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$.

e. Diseño por flexión

El diseño por flexión considera que los extremos de la zapata actúan como vigas en voladizo, Este cálculo dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales. Aquí también trabajaremos con una franja de 1 m.

$$M_u = 77.67 \text{ ton.m.} \quad M_u = \sigma_u * 1.00 (L_v)^2$$

$$A_s = 23.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1'' @ 0.20 \text{ m.}$$

$$A_{s \text{ min}}: 0.0018 b h = 0.0018 \times 100 \times 100 = 18.00 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1'' @ 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto el acero de la zapata es igual a $1\phi 1'' @ 0.20 \text{ m}$, en ambas direcciones debido a que los volados son iguales.

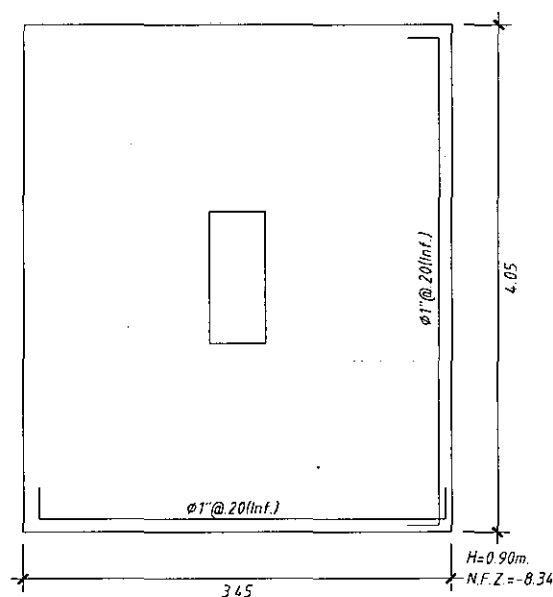


Figura 6.66 Diseño final de zapata

6.8.7.2. Zapata Combinada

Consiste en 2 o más elementos, ya sean columnas y/o placas que comparten la misma zapata, generalmente debido a que los elementos están tan cerca que al dimensionar las zapatas se superponen.

Se analizará la zapata combinada ubicada en el Eje C con los ejes 8 y 9.

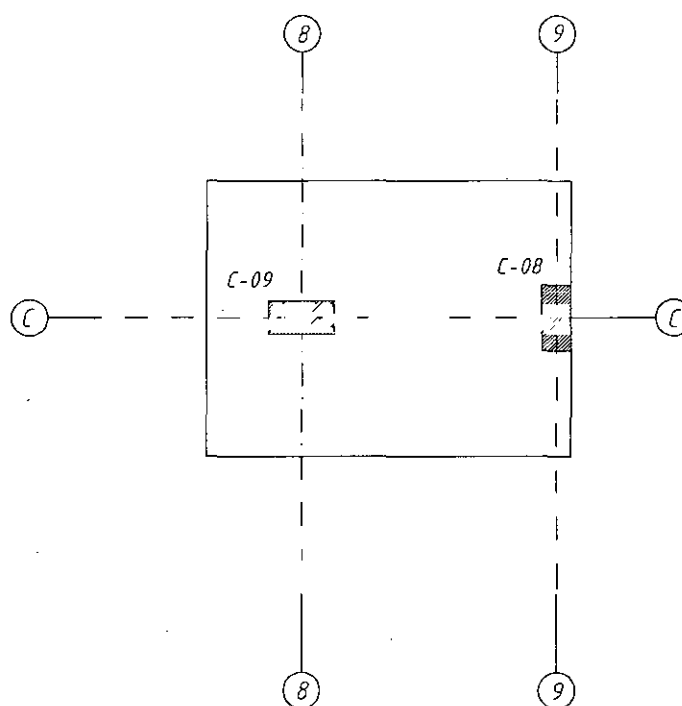


Figura 6.67 Zapata combinada que se va a diseñar

a. Dimensionamiento de la Zapata Combinada

Se mostraran las cargas de las dos zapatas con las que vamos a trabajar.

Tabla 6.43 Cargas de la columna C-08.

C114	DEAD	-249.74	0.00	-0.49
C114	LIVE	-21.63	0.00	-0.23
C114	SISMOXI	94.79	0.31	1.08
C114	SISMOYI	35.03	0.92	0.34

Tabla 6.44 Cargas de la columna C-09.

C113	DEAD	-411.24	0.67	2.13
C113	LIVE	-78.17	0.33	1.18
C113	SISMOXI	17.98	0.12	0.45
C113	SISMOYI	31.69	0.37	0.14

Se observa que los momentos son muy pequeños así que no se tomaran en cuenta dentro del análisis. Al igual que en una zapata aislada se calculara el área necesaria por cargas de servicio, pero en este caso con las cargas de ambas columnas.

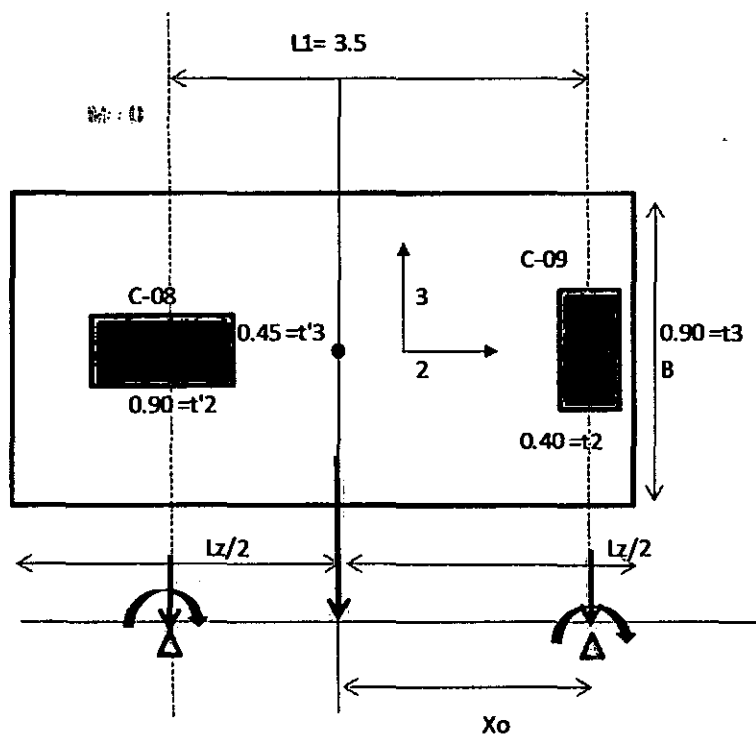


Figura 6.68 Esquema de zapata combinada

Tabla 6.45 Calculo del área dela zapata.

	760.78	47.00	17.06
	850.99	61.00	14.60
	670.564	61.00	11.65

Tabla 6.46 Dimensiones de Zapata Combinada CM+CV.

	17.06	m2
	3.5	Distancia a ejes de columnas
	2.257	desde eje de C-09
	2.457	m
	4.91	m
	5.00	m
	-0.0432	m
	152.06	ton/m
	168.67	ton/m
	3.59	m
	3.60	m

Tabla 6.47 Dimensiones de Zapata Combinada CM+CV+CS.

	14.60	m2
	5.00	m
	3.5	Distancia a ejes de columnas
	2.078	desde eje de cl
	2.278	m
	-0.222	m
	130.92	m
	225.90	m
	3.70	m
	3.8	m

Por lo tanto la zapata será de 3.80x5.00, con un área de $19 \text{ m}^2 > 17.06 \text{ m}^2$.

b. Determinación de la Reacción Amplificada del Suelo

La presión última del suelo se hará utilizando el máximo esfuerzo obtenido para las cargas últimas.

Tabla 6.48 Cargas últimas para diseño de la Zapata Combinada.

	708.63 ton	386.41 ton
	626.15 ton	415.04 ton
	597.38 ton	263.38 ton
	384.50 ton	300.60 ton
	355.73 ton	148.93 ton

Tabla 6.49 Presiones para el diseño de la zapata combinada.

	2.157	m	1.4 CM+1.7 CV
	-0.143	m	
	50.269	tn/m ²	
	71.046	tn/m ²	
	2.0117	m	1.25(CM+CV) + CS
	-0.288	m	
	37.607	tn/m ²	
	77.392	tn/m ²	
	2.297	m	1.25(CM+CV) - CS
	-0.003	m	
	47.806	tn/m ²	
	48.200	tn/m ²	
	1.8323	m	0.9 CM + CS
	-0.468	m	
	17.007	tn/m ²	
	60.508	tn/m ²	
	2.24148	m	0.9 CM - CS
	-0.059	m	
	27.207	tn/m ²	
	31.316	tn/m ²	

Se trabajará con una carga uniforme de 77.39 ton/m². El análisis de la zapata combinada en la dirección larga se hace como una viga con dos apoyos que son las columnas. Se hizo un modelo en el programa SAP 2000 de una viga simplemente apoyada, se trabajará con una franja de 1.00 m de ancho, así que la carga que se ingresa en el modelo será de 77.39 ton/m.

c. Diseño por Cortante

Se verificará que el cortante último se lo lleve el concreto en su totalidad, Se hicieron varias iteraciones y se trabajara con una altura de 0.90 m. Por lo tanto para calcular el cortante resistente de la zapata se usara $b=1.00$ m, $d=0.90$ m y $f'c=350$ kg/cm².

$$\phi V_c = 67.42 \text{ ton.}$$

$$(\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'c} b w d))$$

Ecuación 6.33)

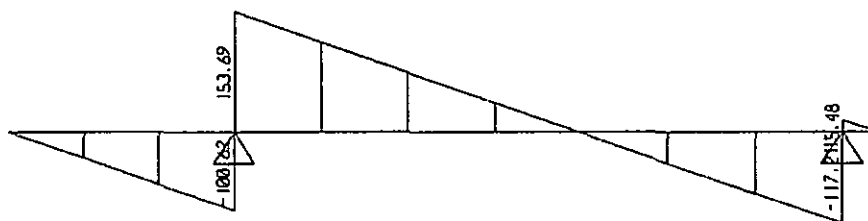


Figura 6.69 Cortante último de la zapata analizándola como una viga de 1 m de ancho.

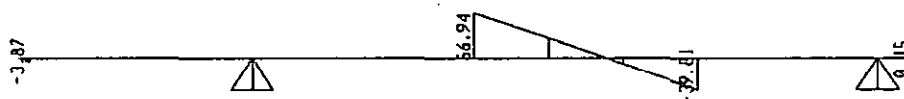


Figura 6.70 Cortante último a "d" de la cara de la columna.

De

d. Diseño por Punzonamiento

Tabla 6.50 Calculo del cortante último por punzonamiento.

	1.71	m	C-
	1.26	m	
	5.94	m	
	2		
	40		
	459.40	ton	C-
	0.805	m	
	1.710	m	
	5.03	m	
	2.250		
	30		

	308.51	ton	
--	--------	-----	--

Tabla 6.51 Cálculo del cortante resistente por punzonamiento.

97	T	$1+2\beta f'c b_0 d$	Ecuación 6.44
99	T	$db_0+2f'c b_0 d$	Ecuación 6.45
18 11 .7 2	T n	$V_c=1.06 \sqrt{f'c} b_0 d$	Ecuación 6.46
97	T		
82	T		
77	T	$1+2\beta f'c b_0 d$	Ecuación 6.44
83	T	$db_0+2f'c b_0 d$	Ecuación 6.45
14 05 .8 4	T n	$V_c=1.06 \sqrt{f'c} b_0 d$	Ecuación 6.46
77 6. 63	T n		
66 0. 14	T n		

Con las tablas anteriores se observa que el cortante resistente es mayor al cortante último.

e. Diseño por flexión

A continuación se presentan los momentos últimos máximos de la zapata en la dirección longitudinal.

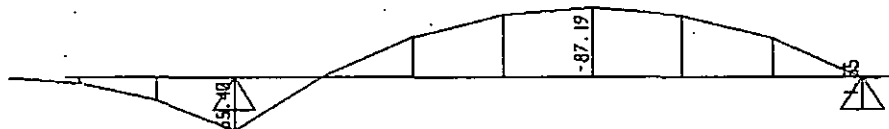


Figura 6.71 Momento último de la zapata analizándola como una viga de 1 m de ancho.

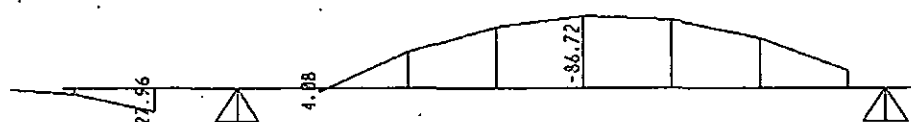


Figura 6.72 Momento último en la cara de la columna.

De las figuras, el momento positivos y negativo máximo se muestra a continuación, además se muestra el acero calculado por flexión.

$M_{sup} = 87.18 \text{ ton.m}$	$A_s = 29.22 \text{ cm}^2$	$A_s = 1\phi 1'' @ 0.15 \text{ m.}$
$M_{inf} = 27.96 \text{ ton.m}$	$A_s = 9.21 \text{ cm}^2$	$A_s = 1\phi 3/4'' @ 0.30 \text{ m.}$

El acero mínimo de la Zapata $0.0018 \times 100 \times 90$ es igual a 16.20 cm^2 , es decir $3/4'' @ 0.15 \text{ m.}$ Este último mayor al acero inferior calculado por momentos últimos.

En la dirección transversal se hizo el análisis igual que para zapatas aisladas, con un presión de 77.40 ton/m^2 , y usando un lado igual a la longitud de la columna en la dirección de análisis, más el peralte efectivo entre dos, para los dos lados de la columna y ancho de 3.80 m. No de detallará este diseño, ya que es igual que para una zapata aislada.

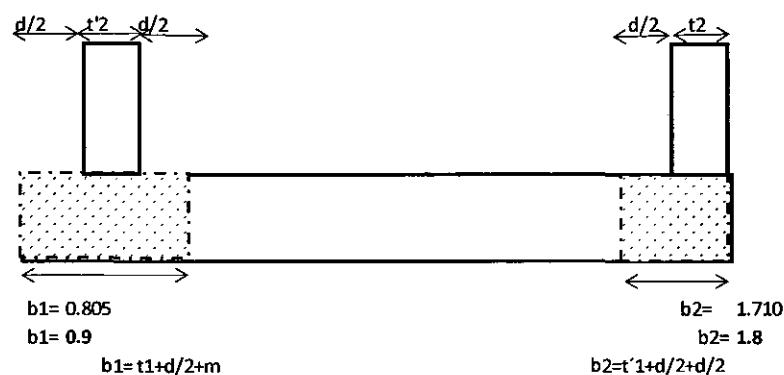


Figura 6.73 Dimensiones para el cálculo en la dirección transversal.

El diseño por flexión considera que los extremos de la zapata actúan como vigas en voladizo, Este cálculo dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales. Aquí también trabajaremos con una franja de 1 m.

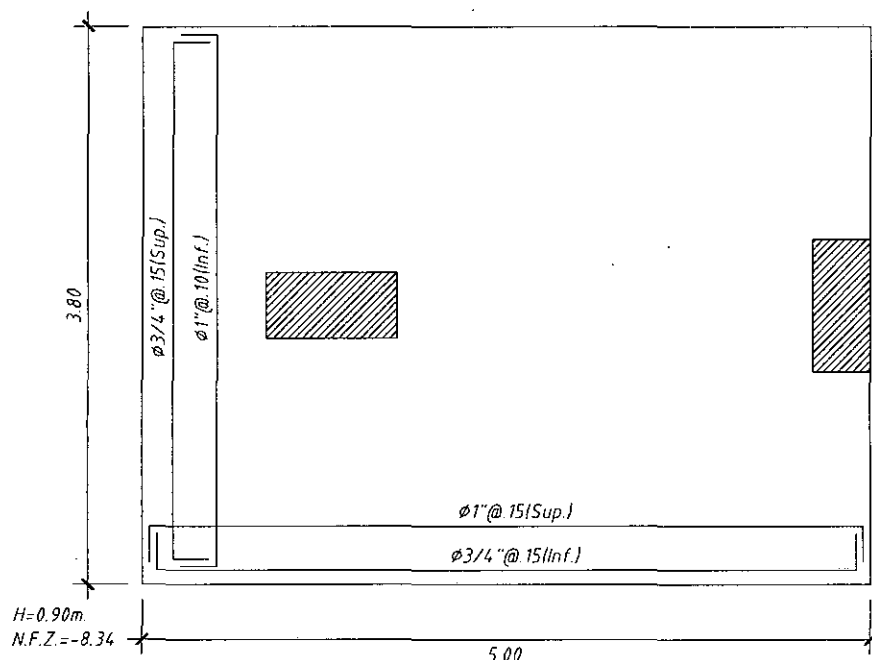


Figura 6.74 Diseño final de zapata combinada.

6.8.7.3. Zapata Conectada

La zapata conectada está constituida por una zapata excéntrica y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida, que permite controlar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente generalmente a columna perimetral.

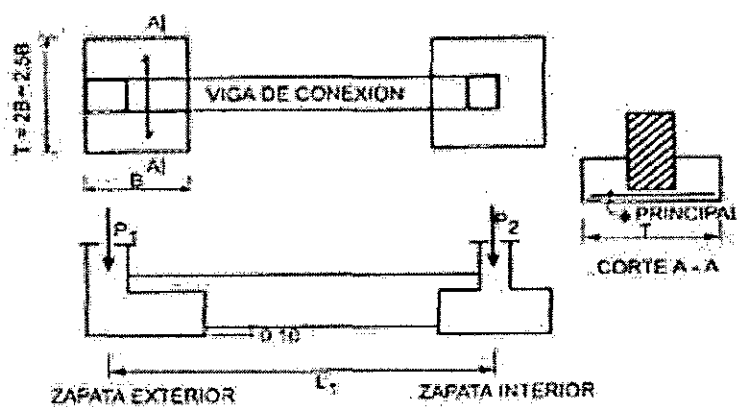


Figura 6.75 Esquema de una zapata conectada.

Fuente: Morales Morales, (2002)

La zapata exterior transfiere su carga a la viga de conexión, actuando la zapata como una losa en voladizo a ambos lados de la viga de conexión. La viga de conexión debe analizarse como articulada a las columnas exterior e interior (Morales Morales, 2002).

Para el diseño de una zapata conectada se debe en primer lugar, obtener las dimensiones de cada una de las zapatas, luego calcular las presiones ultimas que tendrá cada

una de ellas y proceder al diseño como una zapata aislada (en el caso de la zapata exterior con tres volados en lugar de cuatro). Finalmente se dimensiona y diseña la viga de conexión entre ambas zapatas.

A continuación presentaremos el dimensionamiento de las zapatas y el diseño de la viga de conexión, no se explica el diseño de las zapatas ya que este es igual al de una zapata aislada.

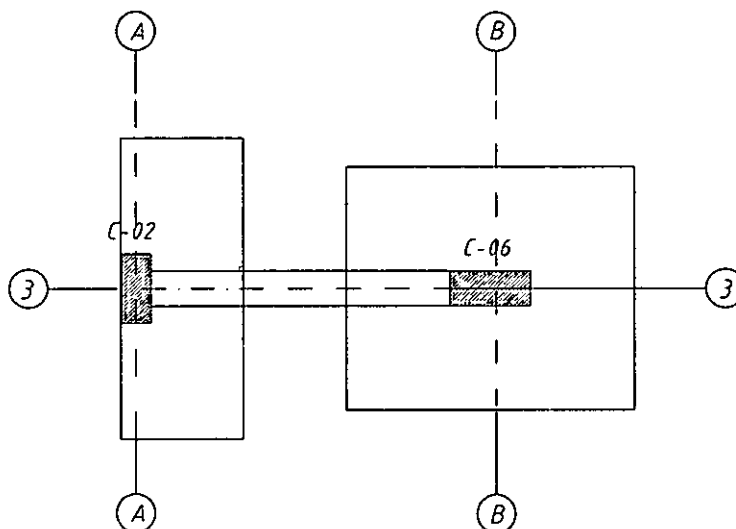


Figura 6.76 Zapata conectada a diseñar.

a. Dimensionamiento de las Zapatas

Las cargas de las dos zapatas se muestran a continuación.

Tabla 6.52 Cargas que llegan a la zapata interior.

C97	DEAD	-404.01	0.92	-0.03
C97	LIVE	-106.20	0.41	-0.01
C97	SISMOXI	11.05	0.14	0.39
C97	SISMOYI	35.22	0.43	0.14

Tabla 6.53 Cargas que llegan a la zapata excéntrica

C103	DEAD	-203.33	-0.42	0.00
C103	LIVE	-34.02	-0.17	0.00
C103	SISMOXI	26.79	0.25	0.82
C103	SISMOYI	85.15	0.79	0.31

Haciendo un simple análisis de momentos, se llega a la conclusión que la zapata excéntrica tendrá además de las cargas que llegan a ella por análisis (ETABS) una carga igual a $P1 \cdot e/L$ (Ver Figura 6.77).

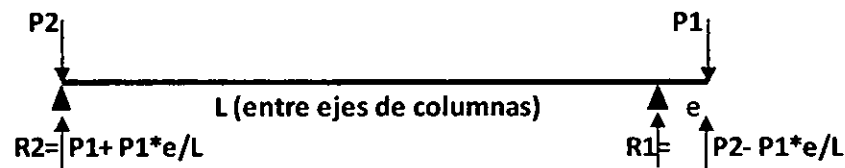


Figura 6.77 Análisis de la zapata conectada.

Con el análisis anterior obtenemos las cargas finales que tendrán a ambas zapatas (excéntrica e interior), para de esta forma obtener sus dimensiones. El área de las zapatas se calcularán como una zapata aislada, ya que será la viga de conexión la que se estará afectada por la excentricidad de la zapata exterior.

Tabla 6.54 Cálculo del área dela zapata.

	Reacción	σ_u	Área	
ZAPATA INTERIOR	535.73	47.00	11.40	
	500.51	61.00	8.19	
	570.95	61.00	9.34	
ZAPATA EXTERIOR	283.37	47.00	6.03	
	187.17	61.00	3.06	
	379.56	61.00	6.21	

Las dimensiones finales serán las siguientes:

Zapata interior: 3.75x3.15 m, Área=11.81 m² > 11.40 m², h=0.90m

Zapata excéntrica: 1.60x3.90 m, Área=6.24 m² > 6.21 m², h=0.90 m.

La viga de cimentación será de 0.45x1.10, asegurando se ésta forma su rigidez.

Tabla 6.55 Cargas últimas para diseño de las Zapatas (incluye efecto de excentricidad).

	Reacción	σ_u	Reacción	σ_u (Ton/m ²)
ZAPATA INTERIOR	781.88 Ton	66.19 Ton/m ²	412.42 Ton	66.09 Ton/m ²
	680.71 Ton	59.67 Ton/m ²	455.61 Ton	73.01 Ton/m ²
	658.61 Ton	53.71 Ton/m ²	285.31 Ton	45.72 Ton/m ²



	397.62 Ton	35.71 Ton/m ²	280.28 Ton	44.92 Ton/m ²
	375.52 Ton	29.74 Ton/m ²	109.98 Ton	17.62 Ton/m ²

b. Diseño de las Viga de Cimentación

Haciendo un nuevo análisis a la Figura 6.77 se observa que el mayor momento se producirá con la mayor combinación de la zapata exterior. De acuerdo a la Tabla 6.56 será con la combinación 1.25 (CM+CV)+CS, con la que se hará el diseño de la viga de cimentación. La presión en la zapata con la que se trabajara se obtendrá multiplicando por el ancho respectivo, según dimensionamiento.

Tabla 6.56 Cargas últimas para diseño de la Viga de Cimentación (Solo las cargas que llegan hasta la columna).

	746.15 Ton	342.50 Ton
	672.98 Ton	381.84 Ton
	602.54 Ton	211.54 Ton
	398.83 Ton	268.15 Ton
	328.39 Ton	97.85 Ton

Se hizo el análisis en SAP 2000, y se obtuvieron los siguientes resultados.

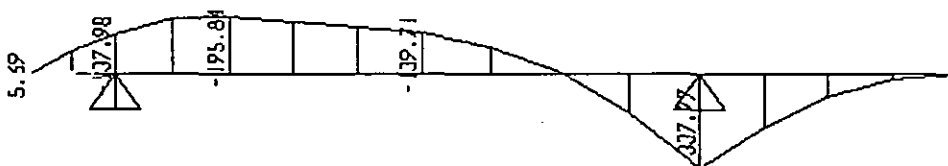


Figura 6.78 Momentos flectores últimos en la viga de cimentación.

Se diseñara la viga por flexión, con el momento $M_u=195.84$ ton.m (de la zapata exterior), con $b=0.45$ m, $d=1.00$ m y $f'_c=350$ kg/cm².

$$M_u=195.84 \text{ ton.m, } A_s=11\phi 1''.$$



Figura 6.79 Cortante último en la viga de cimentación

Se diseñara con el cortante último a $d=0.80$ (peralte efectivo de la zapata exterior) de la cara de la columna exterior.

$V_u=73.77$ ton, se colocarán 2 estribo de $3/8'' @ 0.20$ m.

El diseño final es el siguiente.

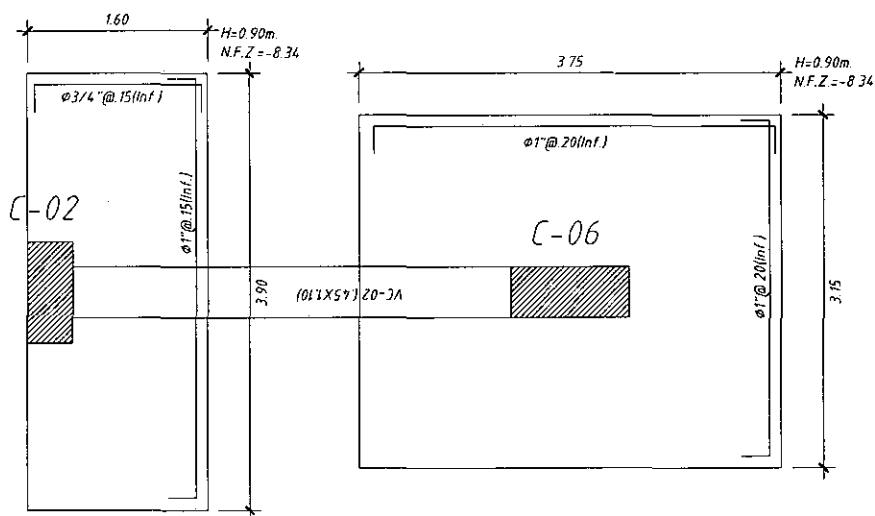


Figura 6.80 Diseño final de la zapata conectada.

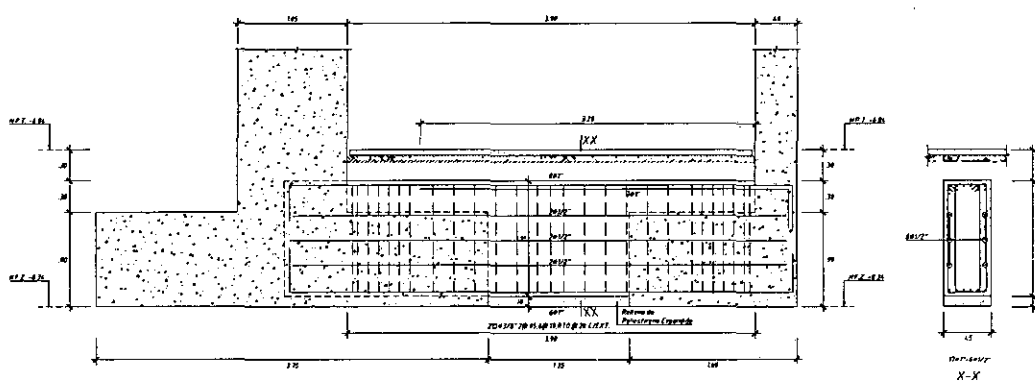


Figura 6.81 Diseño final de la viga de cimentación.



CAPITULO VII: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL Y LA ESTRUCTURA AISLADA

7.1. INTRODUCCION

Este es uno de los puntos más importantes de este trabajo de investigación, ya que presentarán los resultados más importantes de la estructura aislada, acompañada de los resultados de la estructura convencional.

Al realizar el estudio paralelo entre la estructura de base aislada y base fija se podrá observar si al implementar un sistema de aislación tendremos un comportamiento mucho más óptimo del edificio. Ésta comparación también nos permite tener una idea del nivel de daños en que puede incursionar cada estructura, desde el punto de vista de los elementos estructurales, los equipos y contenidos.

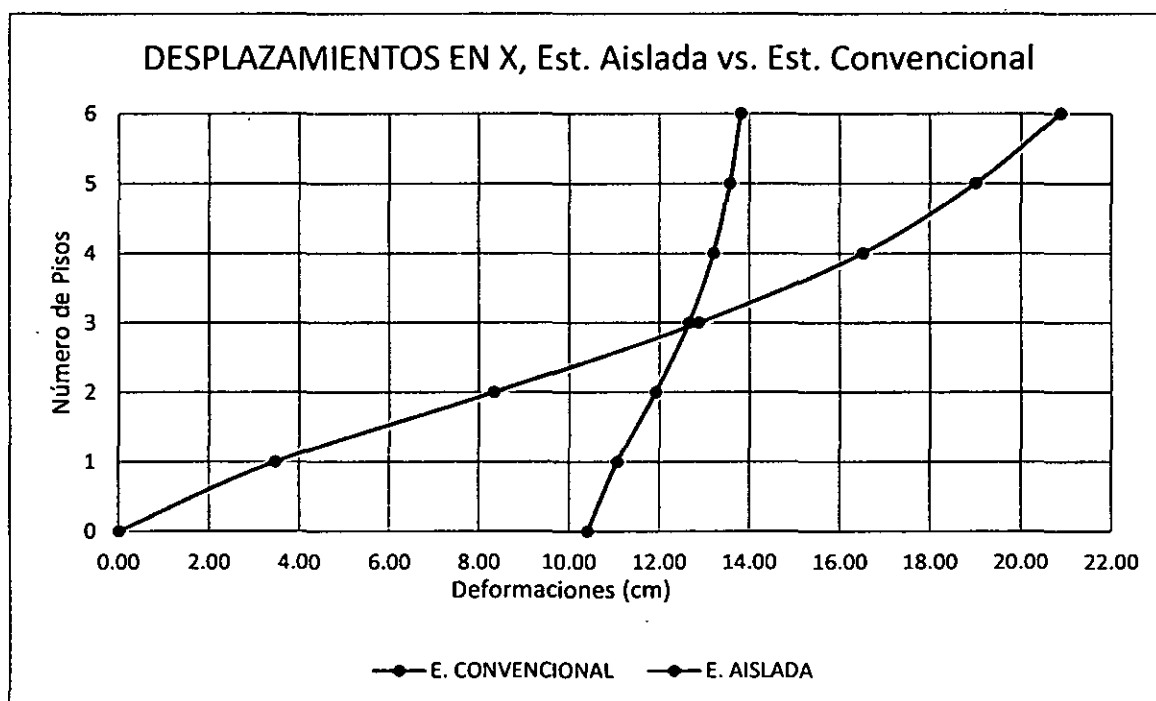
7.2. DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA Y BESE AISLADA

El control del desplazamiento de entrepiso o deriva es un parámetro muy importante, ya que está relacionado de manera muy directa con el daño a los elementos estructurales y no estructurales, lo que implica que para evaluar la eficiencia de los sistemas aislados, estos deberían conseguir disminuir los desplazamientos relativos en la superestructura, logrando de esta forma, dar mayor protección a la estructura.

En la

Tabla 7.1 Valores de los desplazamientos máximos por nivel en la Dirección X para la estructura convencional y aislada.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA
20.88	13.81
18.99	13.56
16.52	13.21
12.87	12.66
8.33	11.91
3.47	11.07
0	10.41



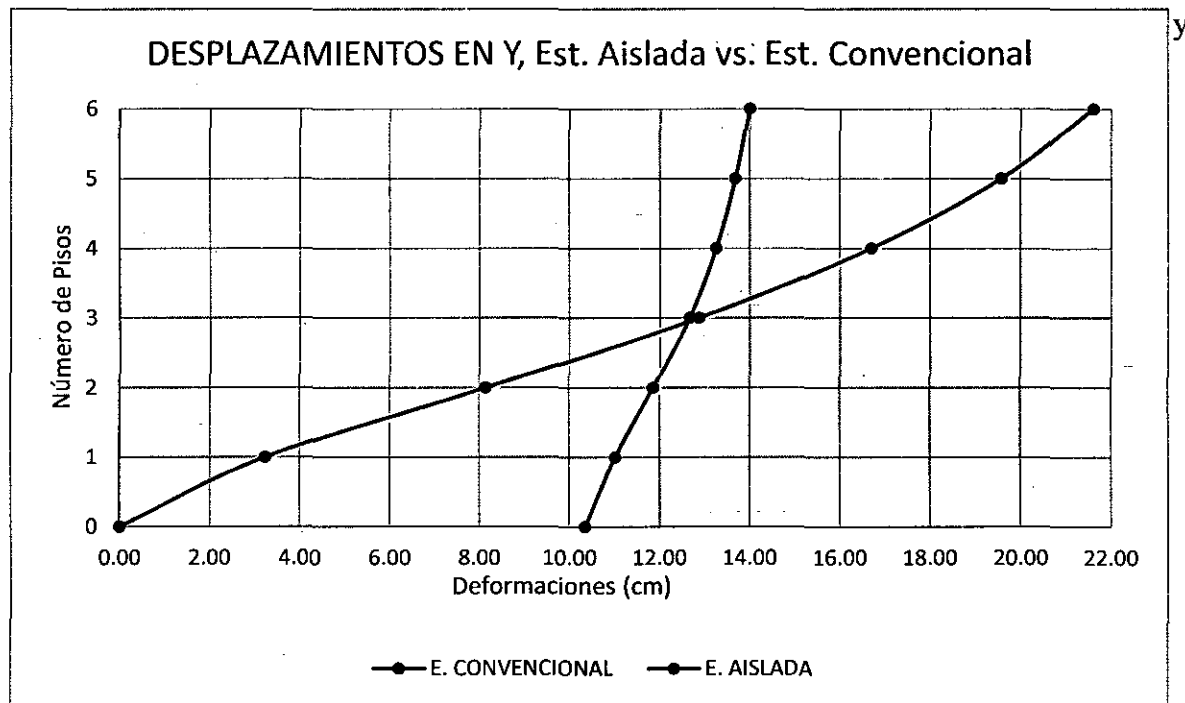


Figura 7.2 se muestra el perfil en altura de los desplazamientos máximos a nivel de cada piso en ambas direcciones, respecto de la fundación debido a la acción del espectro de respuesta correspondiente.

Así mismo para mayor detalle se presentan en la Tabla 7.1 y Tabla 7.2, los valores de deformaciones incluyendo la deformación del sistema respecto al nivel de fundación en las dos direcciones.

Tabla 7.1 Valores de los desplazamientos máximos por nivel en la Dirección X para la estructura convencional y aislada.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA
20.88	13.81
18.99	13.56
16.52	13.21
12.87	12.66
8.33	11.91
3.47	11.07
0	10.41

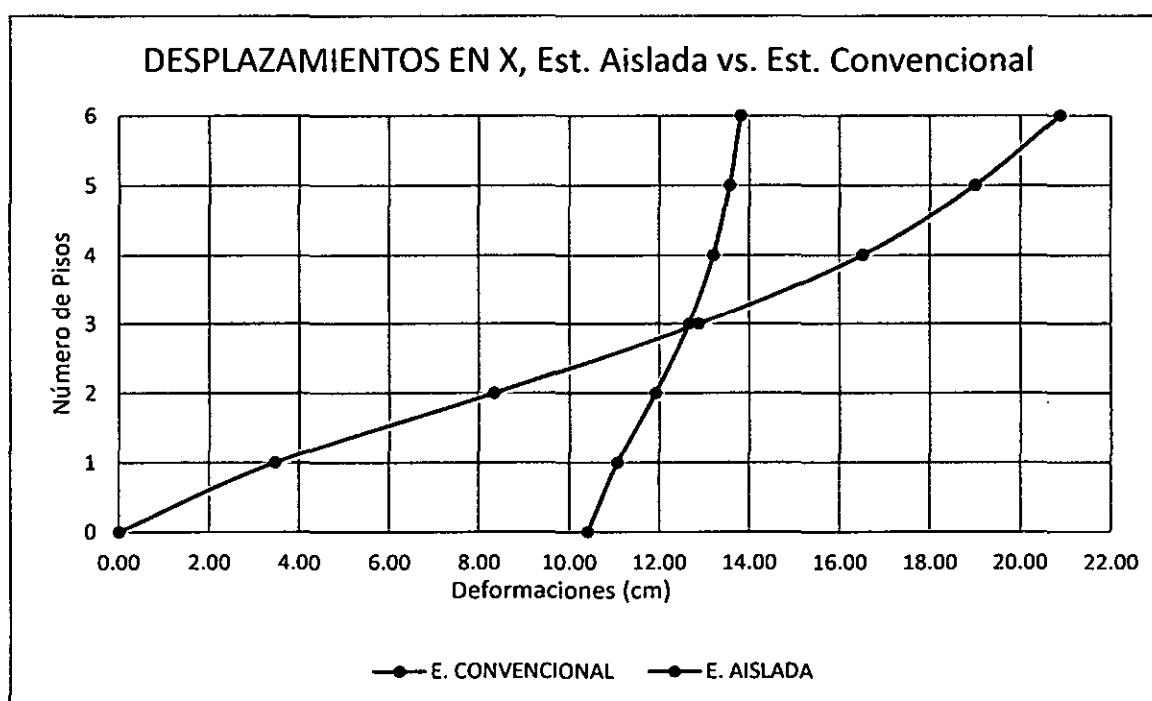


Figura 7.1 Respuesta en altura en la dirección X de los desplazamientos máximos por nivel para la estructura convencional y aislada.

Tabla 7.2 Valores de los desplazamientos máximos por nivel en la Dirección Y para la estructura convencional y aislada.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA
21.60	14.00
19.57	13.69
16.69	13.26
12.87	12.67
8.14	11.86
3.24	11.02
0	10.35

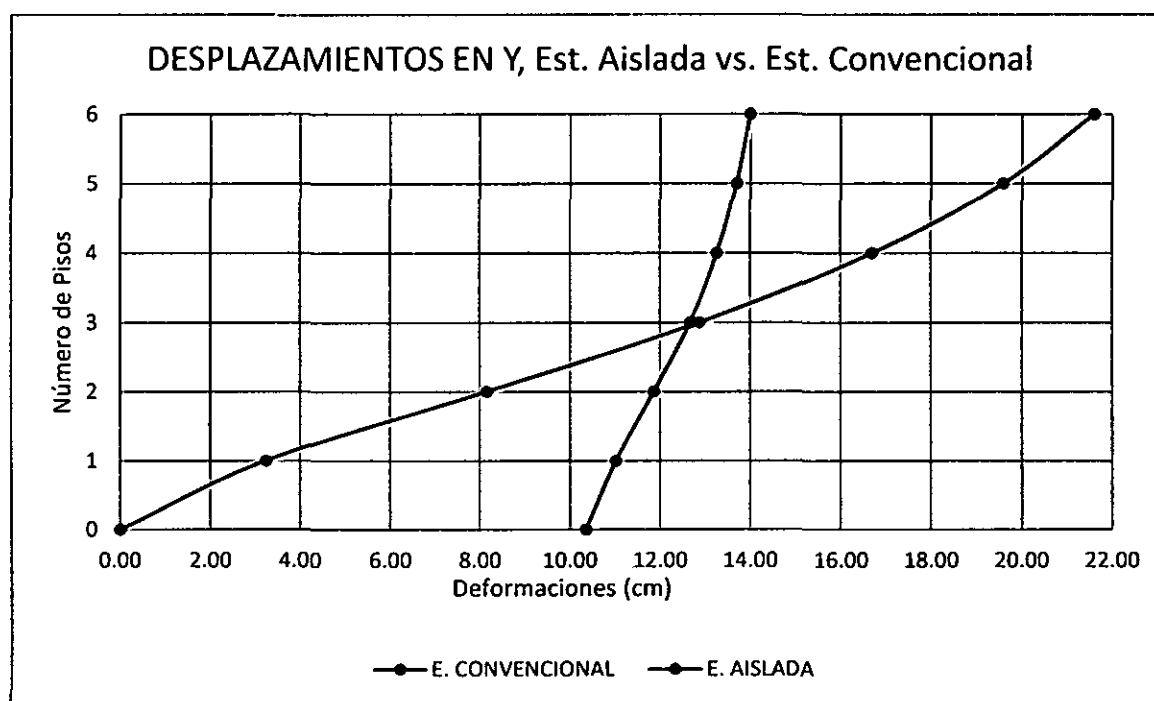


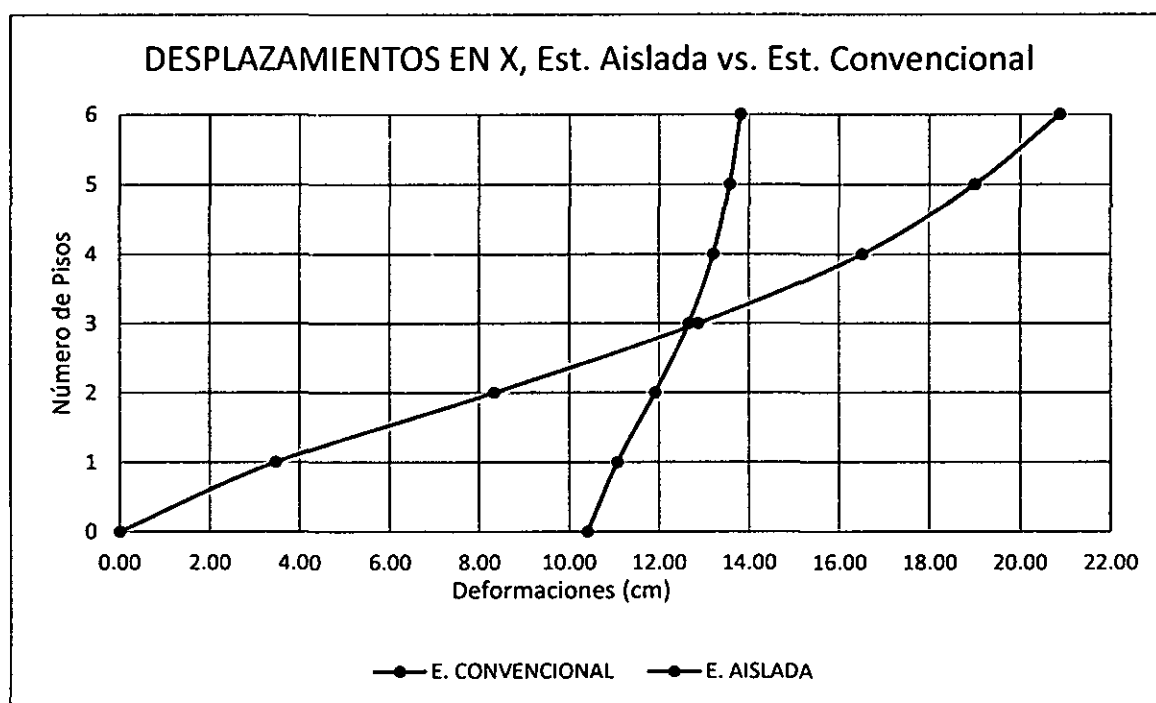
Figura 7.2 Respuesta en altura en la dirección Y de los desplazamientos máximos por nivel para la estructura convencional y aislada.



De la

Tabla 7.1 Valores de los desplazamientos máximos por nivel en la Dirección X para la estructura convencional y aislada.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA
20.88	13.81
18.99	13.56
16.52	13.21
12.87	12.66
8.33	11.91
3.47	11.07
0	10.41



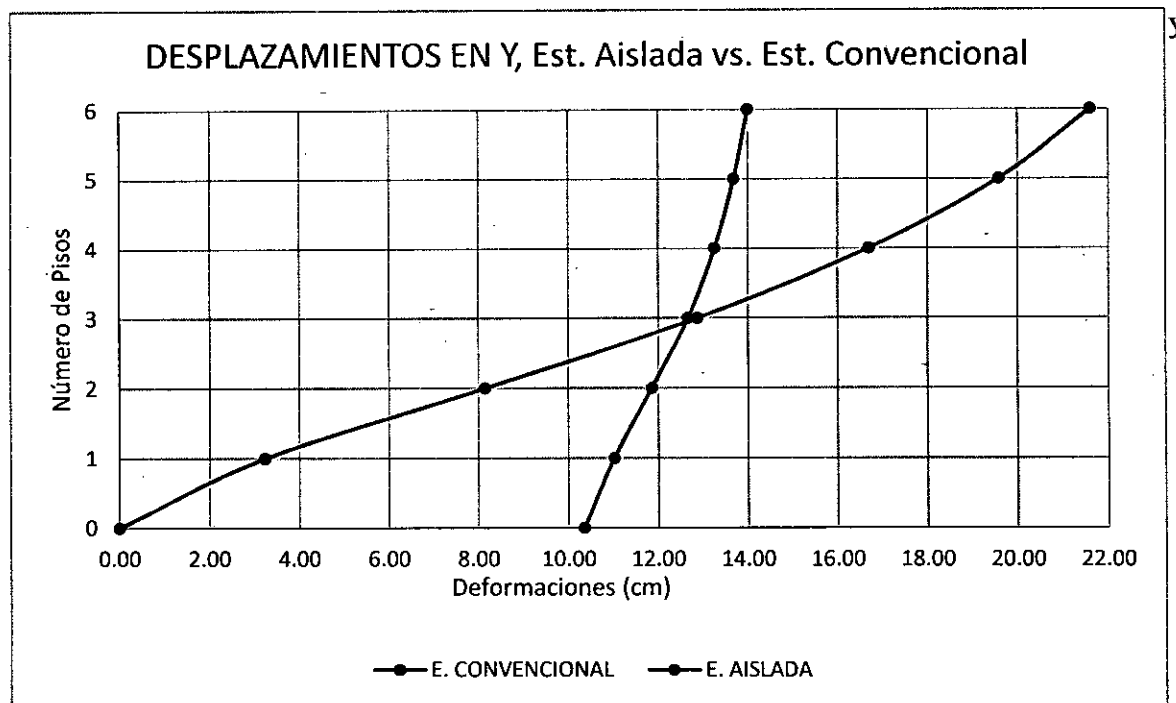


Figura 7.2 se observa que en la estructura aislada el mayor desplazamiento ocurre en la interfaz de aislación, permaneciendo los pisos superiores con pocas distorsiones en altura prácticamente como si fuera un solo bloque.

El edificio sin aislación obviamente no presenta el nivel de desplazamiento respecto al suelo que el aislado, pero se puede apreciar por la forma de la curva que los desplazamientos de los diferentes niveles se van amplificando a medida que aumenta la altura (incluso el desplazamiento total del último piso llega a ser mayor que la estructura ya aislada). Recordemos que de alguna manera la deformación de los elementos de cada nivel, es la que permite disipar la energía que entrega el sismo, lo cual en el caso del edificio aislado ocurre principalmente en el nivel de aislación con la gran deformación que se produce en esa interfaz.

A fin de aclarar lo anterior compararemos el desplazamiento máximo de cada piso respecto al nivel de fundación de cada estructura, pero a los desplazamientos de cada piso de la estructura aislada se subtrae el desplazamiento del sistema de aislación, estos se muestra en la Tabla 7.3 y Tabla 7.4 y en la Figura 7.3 y Figura 7.4, en donde están las respectivas curvas de cada estructura y los valores de deformación de cada nivel, según su dirección.

Tabla 7.3 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija en la dirección X, sin considerar el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA	
20.88	3.40	83.73
18.99	3.15	83.41
16.52	2.80	83.06
12.87	2.25	82.52
8.33	1.50	81.98
3.47	0.66	80.95
0	0	---

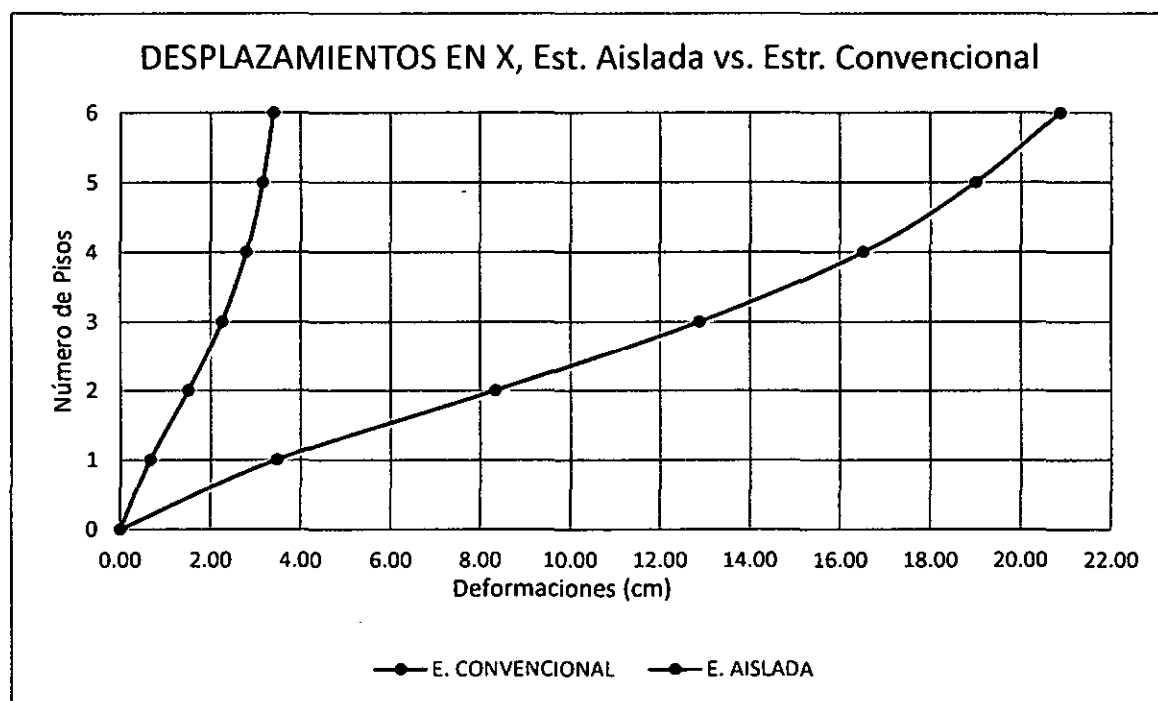


Figura 7.3 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija en la dirección X, sin considerar el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado.

Tabla 7.4 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija en la dirección Y, sin considerar el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA	
21.60	3.65	83.13

	19.57	3.34	82.95
	16.69	2.91	82.57
	12.87	2.32	81.99
	8.14	1.51	81.49
	3.24	0.67	79.40
	0	0	---

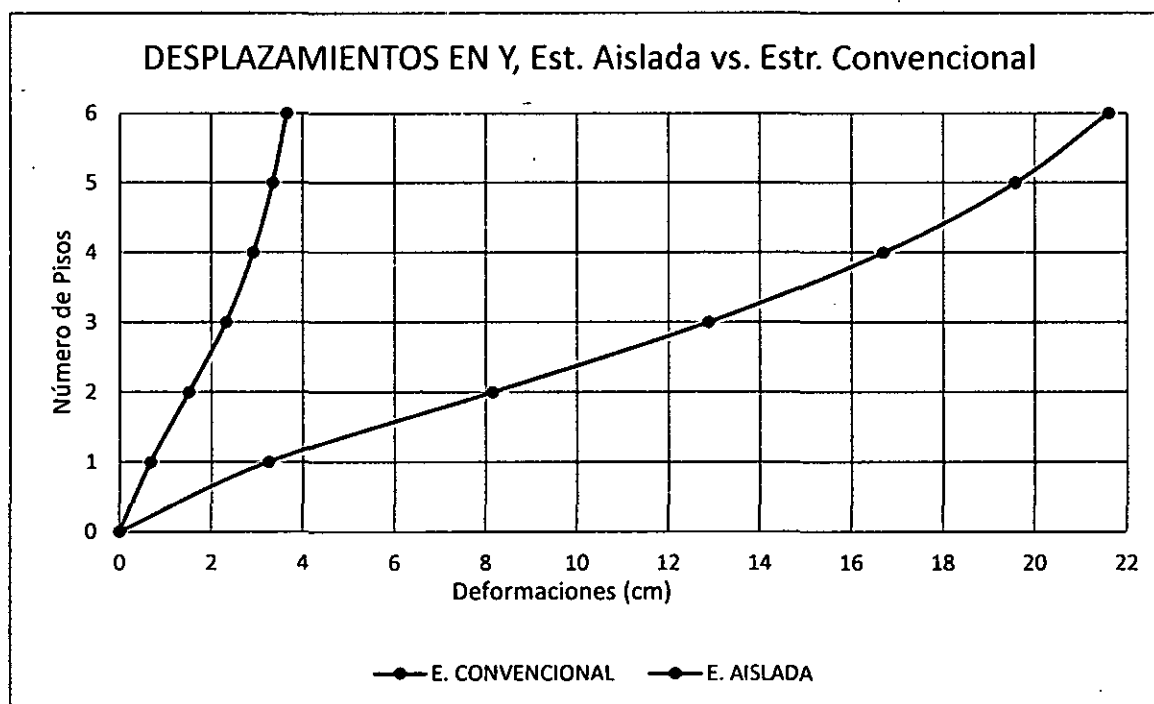


Figura 7.4 Desplazamientos máximos de cada nivel de la estructura aislada y base fija en la dirección Y, sin considerar el desplazamiento del sistema de aislación para el caso del edificio aislado.

Como se puede apreciar en los figuras y tablas anteriores, la reducción de desplazamientos entre la estructura con base aislada con respecto a la de base fija es considerable tal es así que para ambas direcciones la reducción esta alrededor de 83%..

Ya visto el tema de los desplazamientos máximos respecto al nivel del suelo, se analiza el aspecto de los desplazamientos relativos o derivas (Ver Figura 7.5 y Figura 7.6), de esta forma se evaluará gráficamente la efectividad de la aislación y el nivel de reducción que presenta este parámetro. La Tabla 7.5 y la Tabla 7.6 presentan el porcentaje de reducción, el cual queda definido por la relación entre, la diferencia de desplazamientos entre ambas estructuras, con respecto al desplazamiento de la estructura con base fija.

Tabla 7.5 Valores Derivas en la dirección X del edificio con base fija y aislada, y porcentaje de reducción con respecto a la estructura convencional.

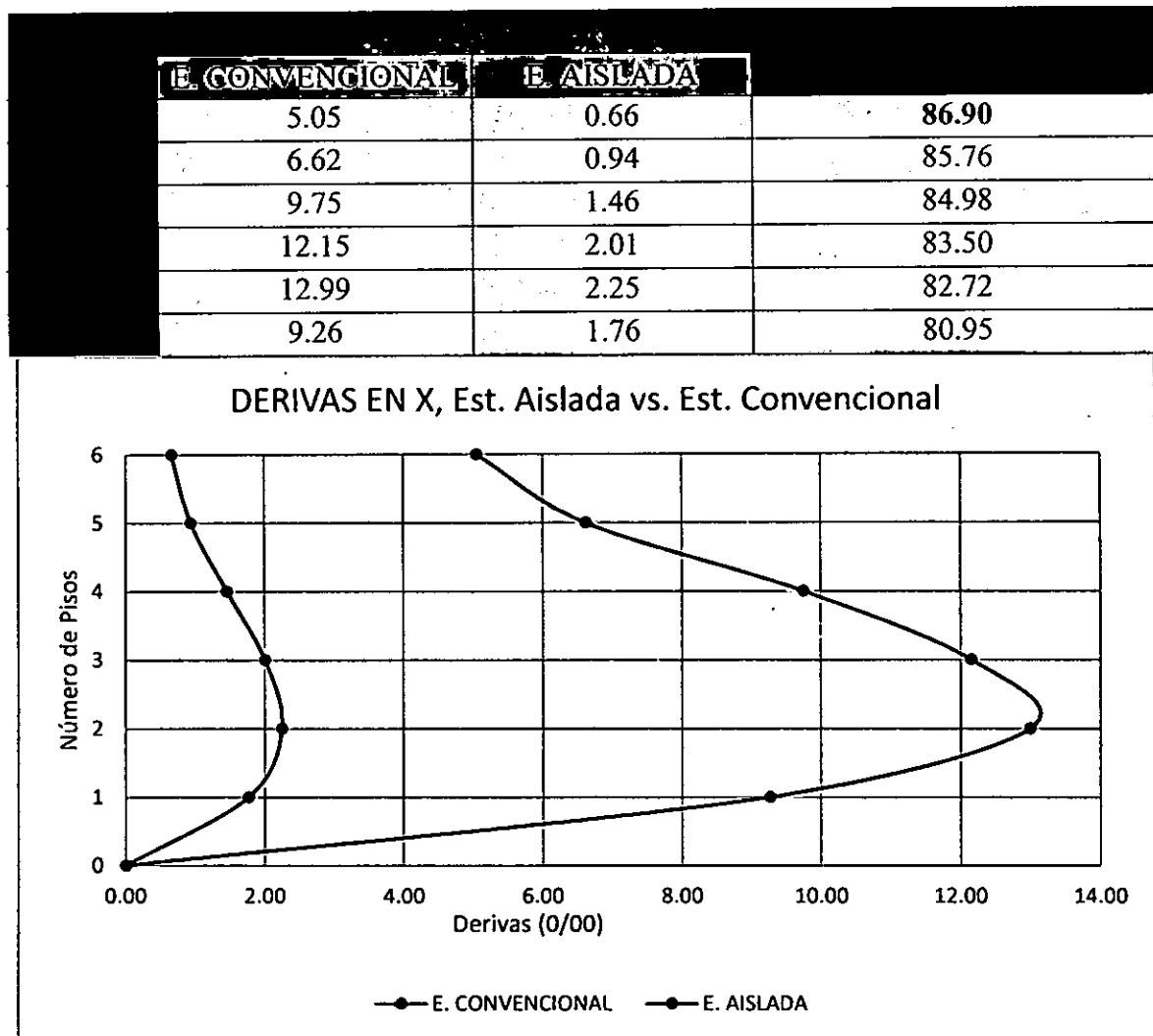


Figura 7.5 Deriva del edificio con base fija y edificio aislado en la dirección X.

Tabla 7.6 Valores Derivas en la dirección Y del edificio con base fija y aislada, y porcentaje de reducción con respecto a la estructura convencional.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA	
5.41	0.82	84.81
7.70	1.14	85.16
10.23	1.58	84.51
12.63	2.17	82.86
13.11	2.25	82.87
8.66	1.78	79.40

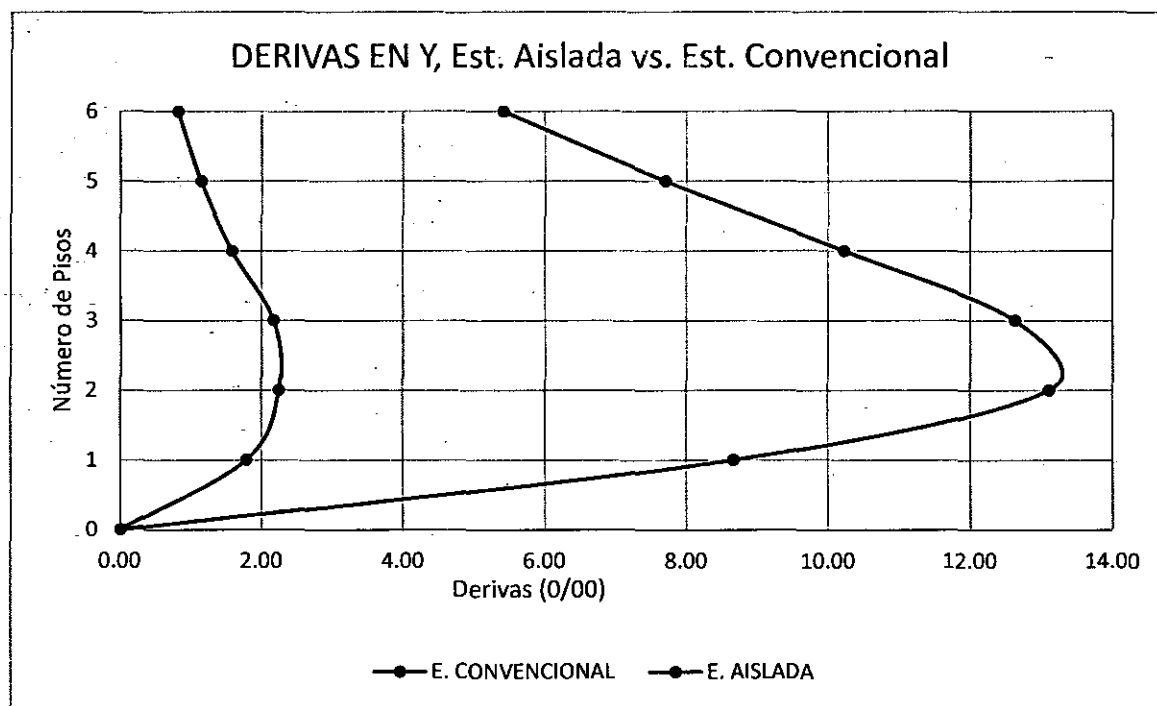


Figura 7.6 Deriva del Edificio con base fija y edificio aislado en la dirección Y.

En cada nivel del edificio se puede apreciar que la disminución de las derivas son significativas, en la dirección X tenemos una reducción de hasta el 86.90% y en la dirección Y de hasta 84.81%, mostrando el buen desempeño que presentara la estructura aislada.

7.3. ACELERACIÓN ABSOLUTA DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA Y BASE AISLADA

La comparación de la respuesta de las aceleraciones absolutas de la estructura aislada con respecto a la de base fija, nos dan más certeza de las ventajas de implementar un sistema de aislación; para nuestro caso la estructura es un hospital por lo que es muy importante salvaguardar a las personas y los equipos que estarán en ella, brindando así un adecuado servicio durante el evento sísmico y después de él.

En la Figura 7.7 y Figura 7.8 se muestra el perfil en altura de las aceleraciones absolutas máximas, a nivel de cada piso en ambas direcciones debido a la acción del espectro de respuesta; se muestra el valor que alcanza la aceleración en cada nivel para tener una idea clara de las aceleraciones que presentan ambas estructuras.

Tabla 7.7 Aceleraciones absolutas por piso en la dirección X, de la estructura convencional y aislada.

EST. CONVENCIONAL	EST. AISLADA	EST. CONVENCIONAL	EST. AISLADA	
3.384	0.884	0.345	0.090	73.86
2.093	0.782	0.213	0.080	62.62
1.754	0.715	0.179	0.073	59.26
1.915	0.674	0.195	0.069	64.79
1.982	0.663	0.202	0.068	66.54
1.550	0.691	0.158	0.070	55.42

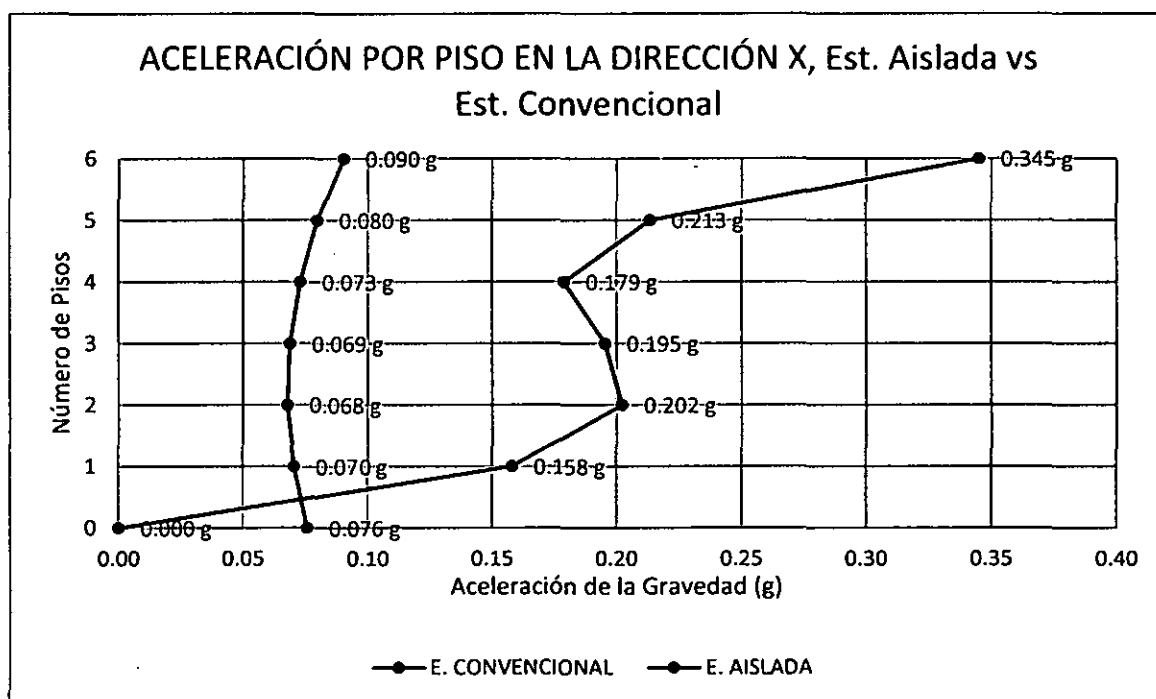


Figura 7.7 Aceleración absoluta por piso en la dirección X, para la estructura convencional y aislada.

Tabla 7.8 Aceleraciones absolutas por piso en la dirección Y, de la estructura convencional y aislada.

EST. CONVENCIONAL	EST. AISLADA	EST. CONVENCIONAL	EST. AISLADA	
3.117	0.897	0.318	0.091	71.22
1.915	0.793	0.195	0.081	58.58
1.651	0.718	0.168	0.073	56.52
1.843	0.673	0.188	0.069	63.48
1.891	0.662	0.193	0.067	65.02
1.464	0.696	0.149	0.071	52.46

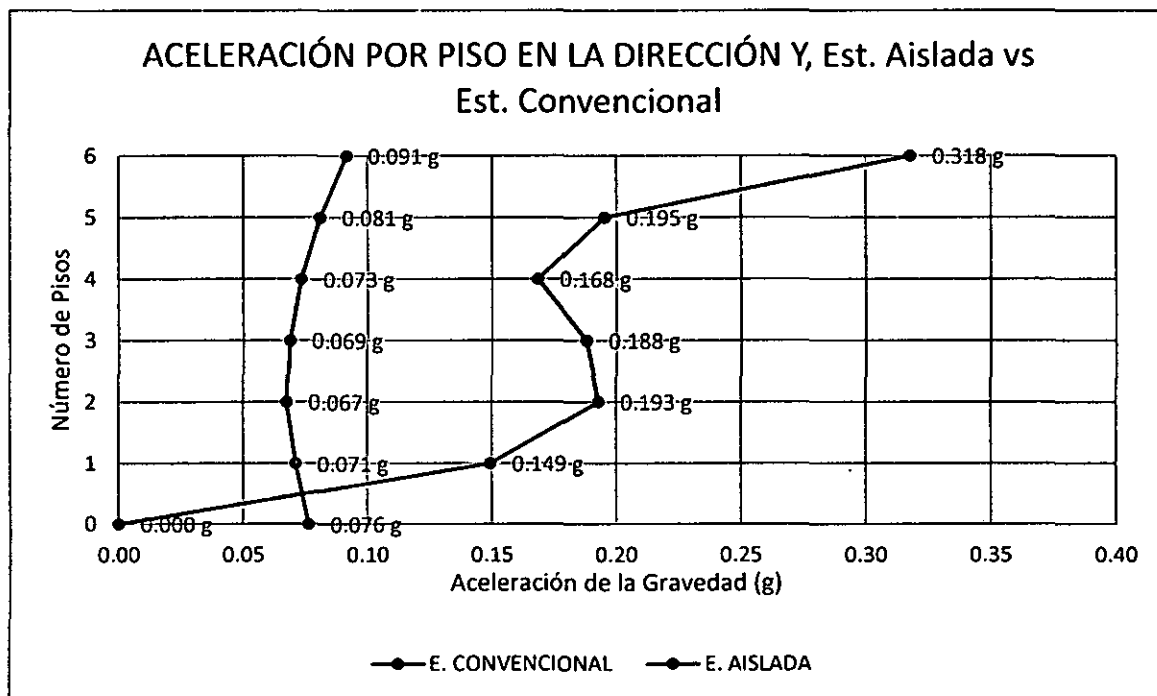


Figura 7.8 Aceleración absoluta por piso en la dirección X, para la estructura convencional y aislada.

La aceleración absoluta por piso es muy importante, como podemos ver en la Figura 7.7 y Figura 7.8, el sistema aislado presenta aceleraciones muy parecidas entre piso y piso, lo cual es muy bueno ya que nos da a entender que todos los pisos tendrán una velocidad de moverse similar. En cambio si observamos el grafico de la estructura convencional las aceleraciones se incrementan con relación a la altura del edificio por lo tanto los últimos pisos experimentarán una mayor velocidad en sus movimientos y posiblemente mayores daños, no solo en los elementos estructurales sino también en los equipos que se encuentren en su interior. Además se puede apreciar en la Tabla 7.7 y la Tabla 7.8 que el porcentaje de reducción de aceleración máxima entre ambas estructuras llega a ser mayor al 70% demostrando aún más que la estructura aislada tendrá un mejor desempeño.

7.4. CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA CON BASE FIJA AISLADA

Un parámetro que no puede faltar para evaluar la efectividad de implementar el sistema de aislación es el cortante basal, éste afecta directamente en la evaluación de esfuerzos provocados por las solicitaciones de diseño.

En la Tabla 7.9 y Tabla 7.10, y en la Figura 7.9 Cortante por piso en la dirección X, para la estructura convencional y aislada. Figura 7.10 Cortante por piso en la dirección Y, para la estructura convencional y aislada. se refleja muy bien tanto para la dirección X como para la dirección Y la diferencia del cortante por piso, que se presenta con la implementación de la aislación en la base.

Tabla 7.9 Cortante por piso en la dirección X, de la estructura convencional y aislada.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA	
234.56	66.17	71.79
490.05	193.44	60.53
654.96	317.33	51.55
780.55	427.26	45.26
904.75	521.74	42.33
1001.87	613.80	38.73

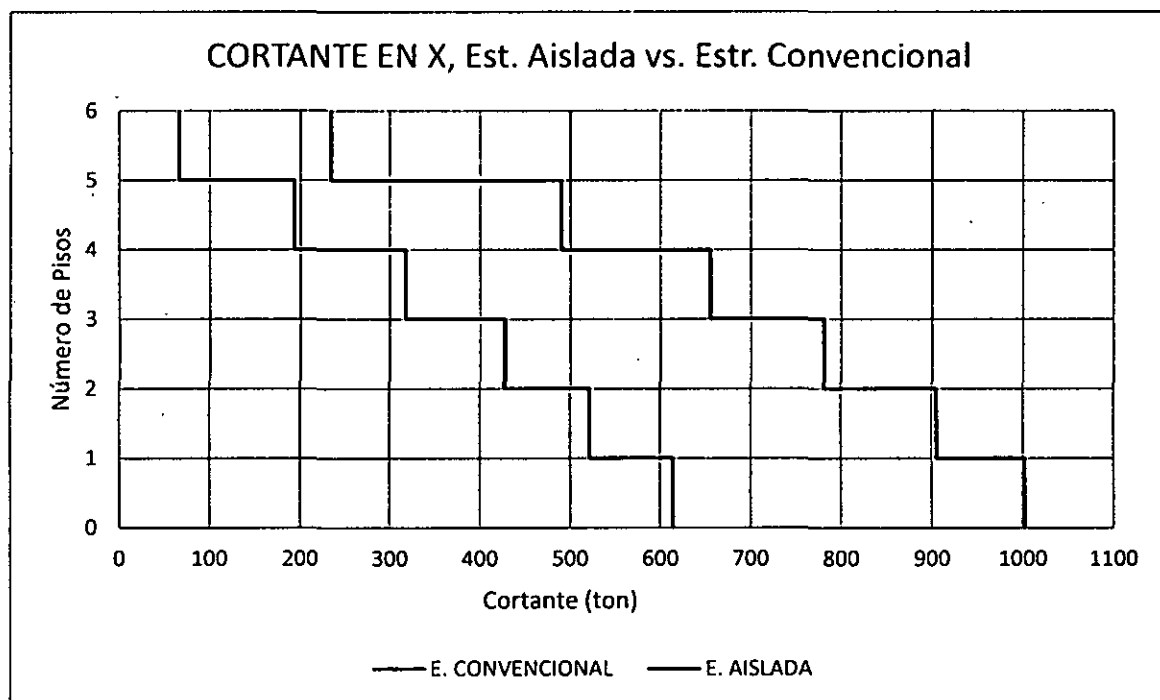


Figura 7.9 Cortante por piso en la dirección X, para la estructura convencional y aislada.

Tabla 7.10 Cortante por piso en la dirección Y, de la estructura convencional y aislada.

E. CONVENCIONAL	E. AISLADA	
228.33	66.93	70.69
471.75	195.52	58.55
616.85	319.3	48.24
729	428.23	41.26
847.18	521.42	38.45
942.25	612.45	35.00

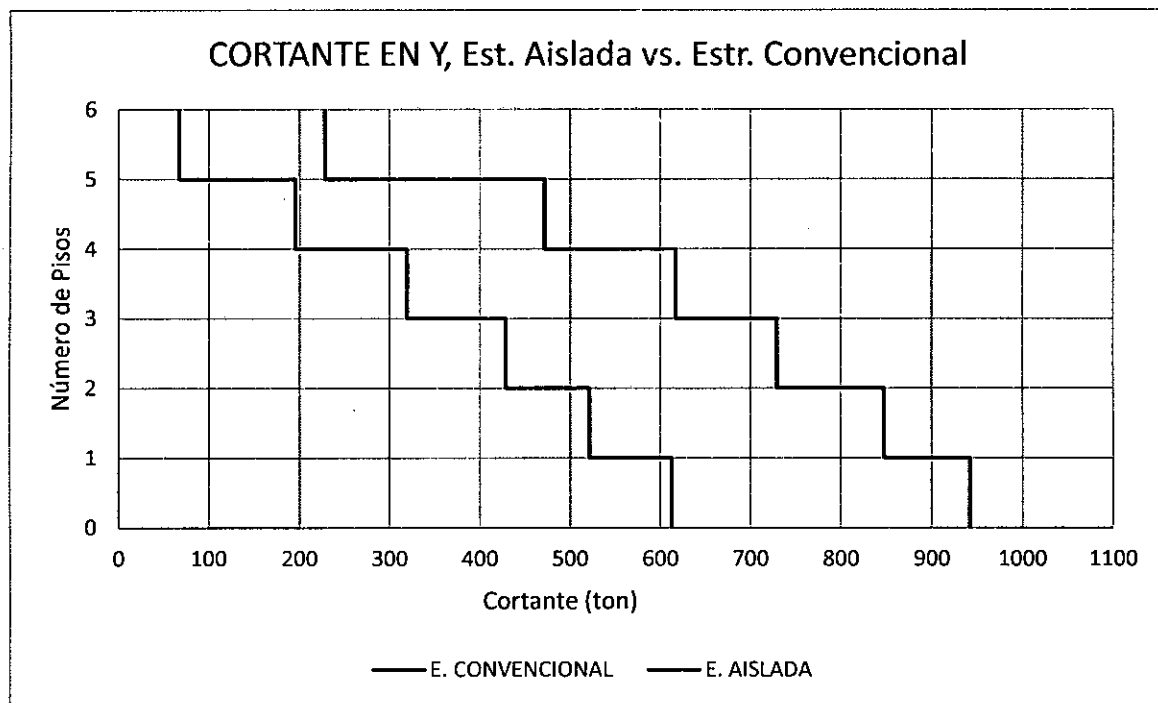


Figura 7.10 Cortante por piso en la dirección Y, para la estructura convencional y aislada.

Ya se ha mencionado que la estructura aislada reduce el corte basal total, de hecho la estructura de base fija presenta valores de 1001.9 ton en la dirección X y de 942.3 ton en la dirección Y versus la estructura aislada con 613.8 ton y 612.5 ton respectivamente, lo que significa una reducción del orden de 39 % y 35 % respectivamente, permitiendo de esta manera una importante disminución en los esfuerzos de los elementos soportantes de la estructura, el nivel de reducción del esfuerzo de corte se mantiene en altura, sobre el 40 %, por lo que en cada nivel del edificio aislado los elementos estructurales se encuentran con menos demanda que su similar de base fija.

CONCLUSIONES

- La aislación sísmica en el Perú para estructuras con periodo fundamental corto, que son muy vulnerables a las acciones sísmicas, es beneficiosa debido a que lleva la estructura a periodos altos, más allá del periodo predominante del sismo, logrando disminuir los daños tanto en la estructura, como a los ocupantes y al contenido. No obstante, hay que tener cuidado en los suelos malos, ya que en ellos el aumento del periodo puede producir amplificación de la fuerza de sismo, que es indeseable.
- Para el diseño de los sistemas aislados se toman las consideraciones de lo establecido en el ASCE 7-10 capítulo 17, que se refiere al comportamiento dinámico de edificios con aisladores sísmicos, donde se aplicó un análisis dinámico, con el espectro de respuesta dado por el Proyecto de Norma E 030-2014, se calcularon las propiedades bilineales de cada dispositivo, considerando un período objetivo de 2.6 segundos, valor que asegura buenos niveles de respuesta porque aleja a la estructura de las zonas de mayor energía de los sismos en el Perú. Los parámetros de los aisladores (rigidez y amortiguamiento) que se implementan en el programa computacional ETABS se calcularon por el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, y luego se verificó que los periodos en ambas direcciones sean similares al periodo objetivo. En el análisis dinámico espectral se obtuvo un periodo de 2.78 segundos en X e Y que es similar al obtenido por el proceso de la fuerza lateral equivalente, el sistema utilizó 37 aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y 2 deslizadores.
- Se usarán dos modelos, uno para el sismo de diseño y otro para el sismo máximo probable; para encontrar las propiedades dinámicas de los aisladores se trabajará primero con el sismo máximo ya que el desempeño de los aisladores debe ser óptimo aún con el sismo máximo probable.
- En el acápite 7.2 Y 7.3 de este trabajo se ha verificado que al insertar un sistema de aislamiento a una estructura convencional (tal y cual están las dimensiones de los elementos) las derivas y aceleraciones por piso, que están relacionadas de manera muy directa con los daños en los elementos estructurales y el contenido, se reducen hasta 86.9 % en derivas y 73.9 % en aceleraciones. Hay que tener en cuenta que con las dimensiones trabajadas no se cumple con las derivas máximas permitidas de una estructura convencional (7 0/00). Si se cumple con esta condición, las derivas de la



estructura aislada seguirán siendo menores, en nuestro caso de 2.25 0/00; pero ello llevara a tener mayores aceleraciones debido a que se aumentará la rigidez de la estructura.

- La aceleración absoluta de todos los pisos del edificio aislado se reducen considerablemente a un perfil uniformemente creciente hasta llegar a un valor de 0.88 m/seg² en X y 0.9 m/s² en Y. Por el lado del edificio convencional la aceleración absoluta llega a 3.4 m/seg² en X y 3.12 en Y, estos valores demuestran que el edificio con el sistema aislado, controla los daños que se pueden presentar en el interior del edificio.
- Los desplazamientos relativos que tiene la estructura con aisladores de base, son mínimos, por lo que la estructura se comporta como un sólido rígido, quien absorbe toda la energía del suelo es el aislador por ello es que se presentan grandes desplazamientos en la interfaz del aislador.
- Con un diseño estructural convencional una edificación esencial como un hospital en comparación con una edificación común está diseñada para resistir mayor fuerza de sismo debido a que el factor de uso aumenta a 1.5, esto hace que comparada con una edificación común tengamos mayor aceleración y consecuentemente mayor daño en el contenido.
- La aislación en edificaciones esenciales como hospitales es importante y obligatoria ya que de esta forma se asegura el bienestar de los pacientes, personal y equipos que hay en él; para luego brindar un servicio adecuado cuando más se necesita.
- El objetivo de un diseño con aislación es que el edificio no resulte dañado durante un sismo severo. En nuestro proyecto puede representar un costo directo adicional, dado que la reducción de las fuerzas en la superestructura no compensa el incremento de los costos del sistema de aislación (capiteles, vigas de aislamiento superior e inferior y los aisladores); pero se deben considerar los costos a largo plazo (costos de reparación después de un sismo incluso moderado), especialmente en esta estructura que es una edificación esencial y de vital importancia durante una emergencia.



- El diseño de un sistema de aislación no garantiza por si solo un buen comportamiento sísmico de las estructuras aisladas. Esto se debe a que este comportamiento está influenciado por el dimensionamiento o diseño de los elementos estructurales, que dependen de la norma de diseño del material correspondiente, y particularmente, por la forma en que se ejecutó la construcción del edificio. A esto se debe agregar que la capacidad y seguridad sísmica de la estructura y elementos no estructurales se ven afectados por el nivel de deterioro a que se ve expuesto el edificio y a las modificaciones que eventualmente se realicen durante su vida útil.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda implementar un sistema de aislación a una edificación en la que sea de vital importancia salvaguardar su contenido y/o estar operativo después de un evento sísmico.
- Se recomienda hacer coincidir el centro de masa con el centro de rigidez en el sistema de aislamiento, para de esta forma evitar excentricidades apreciables, logrando tener un sistema de aislamiento que trabaje en traslación pura (sin torsión).
- Se ha verificado que el diseño estructural es el mismo que para una edificación convencional, pero se debe tener especial cuidado a los efectos $P-\Delta$ (producidos por la carga axial y el desplazamiento del sistema de aislamiento) en el diseño de las columnas o placas del primer piso, las vigas de aislamiento superior e inferior y los capiteles.
- Aunque la superestructura está formada en su totalidad por pórticos, se recomienda usar los requerimientos sísmicos del sistema estructural Dual I o muros estructurales ya que el desempeño de la estructura no solo depende de la ductilidad de los pórticos sino también del desempeño de los aisladores.
- Se debe tener especial cuidado en las conexiones de servicio que llegan al edificio aislado, usando para ello conexiones especiales (flexibles).
- En un edificio con aislamiento sísmico, se debe tener cuidado hasta el último detalle en verificar que se realice adecuadamente la conexión entre la superestructura, el aislador y la subestructura o cimentación, ya que de eso depende el buen desempeño de los aisladores y puede darse un claro deslinde entre estos dos niveles.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., Almazán, J., Dechent, P., & Suárez, V. (2008). *Aisladores de Base Elastoméricos y FPS* (1ª ed.). Escuela Politécnica del Ejercito, Quito, Ecuador: CEINCI ESPE.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia 20191: ASCE.
- Arriagada Rosas, J. (2005). *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*. Tesis de pregrado. Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Artículos de Estructura. (2009). En Torno a la Amortiguación. *Artículos de Estructura*. Recuperado el 20 de julio de 2015, de http://articulosdeestructura.blogspot.pe/2009_10_01_archive.html
- Avilés Salazar, R. (2001). *Dispositivos Para el Control de Vibraciones*. Tesis de pregrado. Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Bassotti, R. (2004). *Control de Vibraciones Torsionales en Estructuras Sismorresistentes*. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Tucumán, San Miguel de Tucumán, Argentina.
- Benavente Viacava, J., & Traverso Tacuri, I. (2013). *Comparación del Análisis y Diseño de un Edificio de Concreto Armado de Siete Pisos con y sin Aislamiento en la Base*. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Blanco Blasco, A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificios de Concreto Armado* (2a ed.). Lima, Perú: Colección del Ingeniero Civil, Libro 2.
- Bolt, B. (2003). *Terremotos*. (E. Banda, E. Buforn, D. Muñoz, & E. Suriñach, Trans.). Barcelona, España: Reverté, S.A. (Obra original publicada 1981).
- Boroschek, R. (s.f.). *Aislación Sísmica de Edificios*. Chile: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil. Obtenido de https://boroschek.files.wordpress.com/2013/01/2001_colombia_aislacic3b3n-sc3adsmica-de-edificios.pdf
- Cando Cando, F., Monroy Rocano, C., Ortega Sarmiento, J., & Puerres Guilcazo, O. (2012). *Aislación Sísmica de un Edificio (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio)*. Tesis de pregrado. Pontificia Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico-Chile. (2012). *Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*. Protección Sísmica de Estructuras. Cámara Chilena de la Construcción, Chile.: Área de Comunicaciones CDT. Obtenido de http://descargas.coreduc.cl/Proteccion_Sismica_de_Estructuras_-_Febrero_2012_CLR_v4.1.pdf
- Chen, W.-F., & Scawthorn, C. (2003). *Earthquake Engineering Handbook*. (Series, Ed.) USA: CRC PRESS.
- Cheng, F., Jiang, H., & Lou, K. (2008). *Smart Structures. Innovative Systems for Seismic Response Control* (1a ed.). Florida, USA: CRC PRESS.
- El Mundo. (2012). Nuestro Planeta Tierra y su origen. *El Mundo*.
- Escobar Romero, O. (2013). *Comparación del Comportamiento Estructural de los Edificios "Hall Principal, Gobernantes y Consulta Externa del Hospital Regional de Ambato" Tomando en Consideración El CEC 2002, La NEC-11 (Método Tradicional) vs. Método De Aislación Sísmica De Base*. Tesis de pregrado. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Federal Emergency Management Agency. (1997). *FEMA-273. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C.: BSSC.



- Federal Emergency Management Agency. (2006). *FEMA-451. NEHRP Recommended Provisions: Design Examples* (2003 ed.). Washington D.C.: BSSC.
- Grupo Portal Ciencia . (2005). *Téctonica de Placas*. Obtenido de <http://www.portalciencia.net/geolotec.html>
- Guerreo Melo, J. (2011). *Reducción de la Demanda Sísmica en Estructuras Aporticadas Empleando Aisladores de Base*. Tesis de pregrado. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Ecuador.
- Harmesen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de concreto Armado*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial 2002.
- Izaguirre Corona, A. (2007). *Sistema de Aisladores Sísmicos de Base para Edificios*. Tesis de pregrado. Instituto Politécnico Nacional, Mexico D.F.
- Kelly, J. (1991). *Base Isolation: Origins and Development* (Vol. 12). EERC News. Recuperado el 10 de setiembre de 2015, de <http://nisee.berkeley.edu/lessons/kelly.html>
- Kelly, J. (1997). *Earthquake-Resistance Design with Rubber* (2a ed.). (Springer, Ed.) Gran Bretaña: Verlag.
- Kelly, T. (2001). *Base Isolation of Structures* (1a ed.). Nueva Zelanda: Holmes Consulting Group.
- Korswagen Eguren, P., Arias Ricse, J., & Huaranga Huamani, P. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores Sísmicos en el Perú*. Tesis de grado. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Lema Toapanta, E. (2013). *Análisis y Diseño de un Edificio con Aisladores Sísmicos Modelamiento en el Etabs*. Tesis de grado. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Mapas and Maps. (s.f.). *Planisferio de Zonas Sísmicas y Volcánicas. Mapas and Maps*.
- Meza Blandón, R., & Sanchez García, E. (2010). *Guía del Diseño Sísmico de Aisladores Sísmicos Elastoméricos y de Fricción para la República de Nicaragua*. Tesis de grado. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua, Nicaragua.
- Molinares, N., & Barbat, N. (1994). *Edificios con Aislamiento de Base no Lineal. Monografías de Ingeniería Sísmica*. (A. Barbat, Ed.) Barcelona - España: Editoria: Monografías de Ingeniería Sísmica.
- Morales Morales, A. (2002). *Diseño en Concreto Armado* (3a ed.). Lima, Perú: FONDO EDITORIAL ICG.
- Mullo Pilamunga, C. (2014). *Análisis y Diseño de un Edificio con Aisladores Sísmicos, Modelamiento en Etabs*. Tesis de pregrado. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Muñoz Pelaez, A. (2010). *Apuntes del curso Ingeniería Sismorresistente*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Naciones Unidas. (2008). *Hospitales Seguros Frente a los Desastres, Campaña Mundial 2008-2009 para la Reducción de Desastres*.
- Núñez García, L. (2014). *Aislación Sísmica de un Edificio (Análisis Comparativo del Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*. Tesis de pregrado. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Otazzi Pasino, G. (2012). *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (13a ed.). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Oviedo Sarmiento, R. (2008). *Dispositivos Pasivos de Disipación de Energía para Diseño Sismorresistente de Estructuras*. Tesis de maestría. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Paz, M. (2002). *Dinámica Estructural*. (M. Paz, Trad.) Barcelona: Reverté, S. A. (Obra original publicada en 1992).



- Peña Mora, A. (2007). *Análisis Sísmico Plano de Estructuras con Aisladores Elastoméricos*. Tesis de pregrado. Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, Ecuador.
- Quiroz Lozano, J. M. (2010). *Coefficiente de Fricción Óptimo Para el Diseño de Estructuras Aisladas Ubicadas en la Costa de Guerrero*. Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, Mexico D.F.
- Ramírez Cabrera, W. J. (2014). *Aislación Sísmica Edificio de Gobernantes (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*. Tesis de pregrado. Universidad Central del Ecuador.
- Saavedra Quezada, M. (2005). *Análisis de Edificios con Aisladores Sísmicas Mediante Procedimientos Simplificados*. Tesis de pregrado. Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2014). *Proyecto de Norma E.30 Diseño Sismorresistente*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.
- Tarcuck, E., & Lutgens, F. (1999). *Ciencias de la Tierra, una Introducción a la Geología Física* (6a ed.). Madrid, España: Prentice Hall.
- Tavera, H., & Bernal, I. (2005). *Distribución espacial de las áreas de ruptura y lagunas sísmicas en el borde oeste del Perú*. Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.
- Tavera, H., & Bernal, I. (2012). *Geodinámica, sismicidad y energía sísmica en el Perú*. Instituto Geofísico del Perú, Lima, Perú.
- Viajar Asia. (2012). El Museo Sísmico de Kobe, Japón. *Actualidad Viajes*.
- Villareal Castro, G., & Oviedo Sarmiento, R. (2009). *Edificaciones con Disipadores de Energía*. Lima, Perú.
- Wiles, J. (2008). *An Overview of the Technology and Design of Base Isolated Buildings in High Seismic Regions in the United States*. Tesis de maestría. Kansas State University, Manhattan, Kansas.



ANEXOS



ANEXO I: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

DATOS			
		Y(m)	23.14
		e(m)	2.31
Wt(tn)	11551.08	b(m)	46.27
		d(m)	24.00

SISMO MAXIMO		SISMO DE DISEÑO	
T(s) Objetivo	3.06	T(s) Objetivo	2.59
β	15.28%	β	26.71%
B _M	1.36	B _D	1.63
D _{max}	0.309	D _{dis}	0.171
D _M (m)	0.309	D _D (m)	0.171
D _{TM} (m)	0.347	D _{TD} (m)	0.212

TIPO 1	CANTIDAD	37		
P _c	463.30		σ y(tn/m ²)	700.00
D _i (m)	0.918			
D _i (m) escogido	0.92			
H _i (m)	0.29			
D _p (m)	0.14			
K _d (tn/m)	100.76		G(tn/m ²)	45.00
Q _d (tn)	9.80			
K _e (tn/m)	1007.64			
F _y (tn)	10.88			
D _y (m)	0.0108			
SISMO MAXIMO		SISMO DE DISEÑO		
F _{max}	40.90	F _{max}	31.51	
KMeff (tn/m)	132.50	KDeff (tn/m)	184.21	
EDC (tn.m)	11.67	EDC (tn.m)	179.06	
β M	14.71%	β D	26.18%	
C	21.85	C	39.78	

DISEÑO DE SLIDERS		CANTIDAD	2
μ max	0.10		
P PROM (tn)	92.02		
K _e (tn/m)	1007.64		
D _y	0.0091		
SISMO MAXIMO		SISMO DE DISEÑO	
KMeff (tn/m)	29.81	KDeff (tn/m)	53.79
β M eff	62.72%	β D eff	61.96%
E M eff (tn.m)	11.03	E D eff (tn.m)	5.96
C	17.94	C	26.74

SISTEMA AISLADO			
SISMO MAXIMO		SISMO DE DISEÑO	
KM eff sist (tn/m)	4962.04	KD eff sist (tn/m)	6923.29
EDC-MCE (tn.m)	453.94	EDC-DBE(tn.m)	340.05
β M eff sist	15.28%	β D eff sist	26.71%
T _M (s)	3.06	T _D (s)	2.59



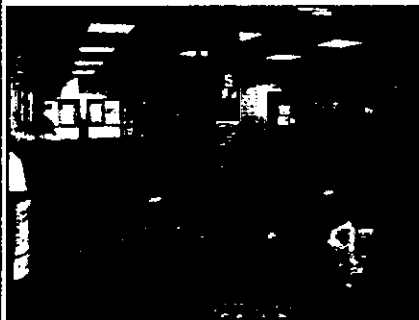
ANEXO II: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (GHAMA INGENIERIA S.A.)

DISEÑOLA

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



Clínica de Especialidades Médicas Universal



Distrito de San Borja – Provincia de Lima – Departamento de Lima

Consultor:

GHAMA Ingeniería S.A.

GH-670-10

Mayo – 2010

INDICE

1.0 GENERALIDADES	2
1.1 Objetivo	2
1.2 Normatividad	2
1.3 Ubicación de la Zona de Estudio	2
1.4 Características del Terreno	3
1.5 Condiciones Ambientales	4
1.6 Organización del Estudio	4
2.0 TRABAJOS DE CAMPO	5
2.1 Prospecciones Efectuadas	5
2.2 Muestras Representativas	7
3.0 TRABAJOS DE LABORATORIO	8
3.1 Ensayos Físicos	8
3.2 Propiedades Mecánicas	9
4.0 INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA	10
4.1 Juicio de la Capacidad Portante	10
4.2 Tipo y Profundidad de Cimentación	11
4.3 Capacidad Admisible de Cargas	11
4.4 Cálculo de los Asentamientos	14
4.5 Parámetros de diseño sísmico	16
CONCLUSIONES	19

LISTA DE TABLAS

Tabla 4-1 Cálculo de la capacidad portante	13
Tabla 4-3 Cálculo de asentamientos	15

LISTA DE CUADROS

Cuadro 2-1 Relación de prospecciones efectuadas	5
Cuadro 2-2 Resumen de ensayos de laboratorio	7
Cuadro 3-1 Resumen de ensayos de laboratorio	8
Cuadro 3-2 Resumen de resultados de ensayos físicos	8
Cuadro 3-5 Parámetros de resistencia al corte	9

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1-1 Imagen satelital de la zona del proyecto.	3
Ilustración 4-1 Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas.	17
Ilustración 4-2 Mapa de Zonificación Sísmica del Perú.	18

LISTA DE ANEXOS

Planos.
Registros de excavación.
Ensayos de laboratorio.
Álbum fotográfico.

1.0 GENERALIDADES

La Clínica de Especialidades Médicas Universal tiene planificado ampliar sus instalaciones, para mejorar el servicio a sus pacientes por lo que requiere verificar la capacidad estructural que ofrece su edificación, además conocer portante que ofrece el suelo donde se encuentra construida la clínica. Con ambas informaciones se podrá definir la alternativa técnica y económica más conveniente.

1.1 Objetivo

El trabajo tiene por objetivo, realizar la evaluación física y mecánica de los materiales encontrados hasta la profundidad donde descansan las cimentaciones de la edificación existente, mediante ensayos rutinarios de laboratorio.

Como producto terminado, de las investigaciones efectuadas, se tendrá las características de los diferentes materiales que conforman el suelo de fundación de la estructura, ello permitirá verificar la capacidad que carga que ofrece la cimentación, basados en los parámetros de resistencia y la capacidad de los materiales para absorber las diferentes sollicitaciones de carga.

1.2 Normatividad

Los Estudios se han realizado en concordancia con la Norma Técnica de Edificación E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones. La Norma aplicada corresponde a la aprobada por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, mediante Resolución Ministerial No048-97-MTC/15.VC, del 27 de Enero de 1997, dejando sin efecto el Título VI “Suelos y Cimentaciones” del Reglamento Nacional de Construcción.

1.3 Ubicación de la Zona de Estudio

El área en estudio se encuentra ubicada en el distrito de San Borja. Su principal vía de acceso es la avenida Aviación, la cual se recorre en dirección al ovalo Higuereta hasta llegar al cruce con el jirón Eduardo Ordoñez donde se encuentra ubicada la clínica. La imagen satelital de la zona del proyecto se muestra a continuación.

Ilustración 1-1 Imagen satelital de la zona del proyecto.



Fuente: Google Earth.

1.4 Características del Terreno

La zona donde se encuentra la fábrica, superficialmente se encuentra conformado por relleno clasificado de material de préstamo y desmonte, posteriormente se encuentre arena limosa, húmeda y de mediana plasticidad, el que a su vez se encuentra apoyado sobre suelo gravoso con matriz arenosa no plástica. En toda la extensión del terreno no se ha encontrado nivel freático.

1.5 Condiciones Ambientales

El clima es variado, templado, con alta humedad atmosférica y constante nubosidad durante el invierno. Presenta lluvias escasas y por periodos no determinados a lo largo del año. Por lo general “garúa” o “llovizna”, durante el invierno, en verano llueve escasamente con cierta intensidad pero con corta duración.

Las lluvias se intensifican durante el fenómeno de “El Niño”, aunque no se ha apreciado mayores problemas en los últimos años. La temperatura media anual es de 18°C. Las temperaturas máximas de verano pueden llegar a 30°C y las mínimas en invierno a 12°C. Se produce sensación de excesivo calor o de frío, debido a la alta humedad atmosférica, que llega alcanzar el 95% de humedad higroscópica, en las épocas más frías.

1.6 Organización del Estudio

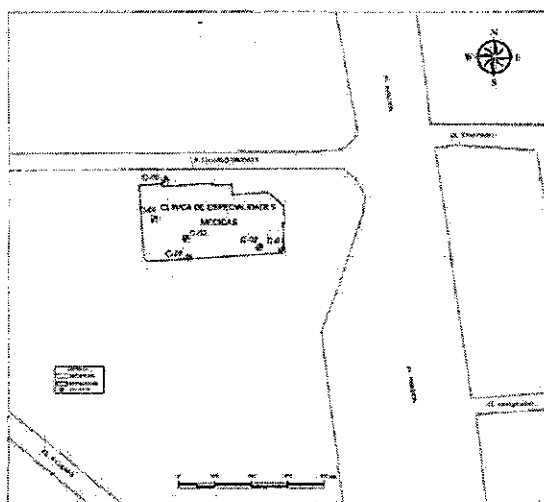
Los trabajos se han organizado, siguiendo la secuencia comentada a continuación:

- **Investigaciones de Campo y Laboratorio.-** Esta etapa comprende la recopilación de la información correspondiente a las prospecciones o exploraciones efectuadas en el terreno, de las cuales se han recuperado muestras representativas para ser enviadas al laboratorio. La distribución de las calicatas efectuadas ha dependido de los requisitos del interesado para cubrir los requerimientos de verificación de la edificación existente.
- **Proceso de la Información.-** De acuerdo a los trabajos efectuados, se analiza y procesa la información de campo y de laboratorio, con la finalidad de obtener las características de los suelos y sus parámetros de resistencia. Con estos parámetros se podrá efectuar la estimación de la capacidad de carga del suelo.
- **Conclusiones y Recomendaciones.-** Se presentan las conclusiones más importantes obtenidas del procesamiento de la información de campo, laboratorio y gabinete.
- **Anexos.-** Contiene información de los registros de excavación, resultados de laboratorio y exposición fotográfica, que sustenta técnicamente lo informado en el presente informe.

2.0 TRABAJOS DE CAMPO

2.1 Prospecciones Efectuadas

Si bien el Anexo presenta la distribución de las prospecciones geotécnicas efectuadas, adjunto se muestra el área evaluada y que ha permitido el sustento del presente informe. La distribución responde a los requerimientos de investigación.



Teniendo en cuenta que los trabajos de campo permiten la identificación de los materiales involucrados, se plantearon las actividades más convenientes. Entre las actividades establecidas se consideró la exploración mediante excavaciones a “cielo abierto” mas conocidas como “calicatas”. Con el objetivo de clasificar y determinar las características físicas y mecánicas del sub suelo, se ejecutaron prospecciones evaluadas por los métodos explicados. La profundidad estuvo en función a la profundidad de desplante de la cimentación existente en estudio los cuales variaron de 1.30 a 1.50 metros de profundidad.

Las prospecciones efectuadas fueron identificadas como “calicatas”, adoptándose las siglas “C-i”, para identificar a la calicata “i”, donde “i” varía desde 1 hasta el número total de las mismas.

El Cuadro “Relación de Prospecciones Efectuadas”, presentan la relación de la identificación, profundidad, ubicación y descripción de las calicatas ejecutadas en la zona.

Cuadro 2-1 Relación de prospecciones efectuadas.

Calicata	Profundidad (m)	Descripción	SUCS
C-01	0.00 - 0.10	Losa de concreto.	Concreto Simple
	0.10 – 0.40	Relleno clasificado conformada por suelo gravoso, de tamaño nominal máximo igual a 3/4", con matriz de suelo limoso color beige, plástico y suelto.	Relleno Clasificado
	0.40 – 1.00	Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM

Calicata	Profundidad (m)	Descripción	SUCS
	1.00 – 1.50	Suelo gravoso de tamaño nominal máximo de 2" con matriz arenosa, no plástica, húmeda, suelta y de color gris.	GP
C-02	0.00 - 0.10	Losa de concreto.	Concreto Simple
	0.10 – 0.40	Relleno clasificado conformada por suelo gravoso, de tamaño nominal máximo igual a 3/4", con matriz de suelo limoso color beige, plástico y suelto.	Relleno Clasificado
	0.40 – 1.30	Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
	1.30 – 1.50	Suelo gravoso de tamaño nominal máximo de 2" con matriz arenosa, no plástica, húmeda, suelta y de color gris.	GP
C - 03	0.00 – 0.10	Losa de concreto.	Concreto Simple
	0.10 – 1.30	Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
C - 04	0.00 – 0.10	Losa de concreto.	Concreto Simple
	0.10 – 1.30	Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
	1.30 – 1.50	Suelo gravoso de tamaño nominal máximo de 2" con matriz arenosa, no plástica, húmeda, suelta y de color gris.	GP
C - 05	0.00 – 0.10	Losa de concreto.	Concreto Simple
	0.10 – 1.40	Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
C - 06	0.00 – 0.10	Losa de concreto.	Concreto Simple
	0.10 – 0.80	Relleno clasificado conformada por suelo gravoso, de tamaño nominal máximo igual a 3/4", con matriz de suelo limoso color beige, plástico y suelto.	Relleno Clasificado
	0.80 – 1.80	Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM

Fuente: Trabajos de campo y laboratorio.

2.2 Muestras Representativas

De cada prospección efectuada, se tomaron muestras definida por las siglas, "M-i", que correspondió a la muestra número "i". Cada grupo de muestras estarán asociadas a una determinada prospección resumida en un formato de "Registro de Excavación" que se presenta en el Anexo.

De las calicatas, se extrajeron muestras en estado disturbadas, las cuales se remitieron al laboratorio para la respectiva clasificación y evaluación de los parámetros que determinan la calidad de los mismos. El cuadro presenta las muestras tomadas y que corresponden a los materiales homogéneos.

Cuadro 2-2 Resumen de ensayos de laboratorio.

Nº	Área	Profundidad (m)	Físicos	Mecánicos
1	Clínica	1.50	2	1
Total			2	1

Fuente: Elaboración propia.

3.0 TRABAJOS DE LABORATORIO

Con las muestras obtenidas de las prospecciones efectuadas y remitidas al laboratorio, se realizaron ensayos de acuerdo a las Normas Estándar de la American Society for Testing and Materials (ASTM). En términos generales, se puede mencionar que los ensayos considerados para el proyecto, en cualquiera de sus obras, se muestran en el cuadro.

Cuadro 3-1 Resumen de ensayos de laboratorio.

Análisis	Norma ASTM	Ensayo
Físico	C - 422	Análisis granulométrico por tamizado.
	D - 4318	Límite líquido.
	D - 4318	Límite plástico.
	D - 4318	Índice plástico.
Mecánico	D - 3080	Corte Directo.

Fuente: Elaboración propia.

Los ensayos considerados en cada una de las obras, dependieron de la demanda de las características necesarias para la clasificación y/o determinación de la resistencia de los materiales. Además, para aquellas muestras designadas por el profesional especialista y que estarán en contacto con las estructuras proyectadas, se le efectuaron ensayos químicos como sales solubles totales, sulfatos y cloruros.

3.1 Ensayos Físicos

El presente cuadro, muestra un resumen de las clasificaciones de los materiales representativos, mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS.

Cuadro 3-2 Resumen de resultados de ensayos físicos.

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Pasa Nº 4	Pasa Nº 200	Límite Líquido (%)	Límite Plástico (%)	Índice Plástico (%)	Clasificación SUCS
C - 01	M - 01	0.40 - 1.00	95.0	41.7	29	23	6	SM
	M - 02	1.00 - 1.50	34.4	3.4	25	N.P	N.P	GP

Fuente: Análisis en laboratorio.

3.2 Propiedades Mecánicas

Las propiedades mecánicas están asociadas a la determinación de los parámetros de resistencia obtenidos a partir del ensayo de Corte Directo (ASTM D-3080), en tres especímenes y para diferentes esfuerzos normales, siendo los resultados los que se muestran en el cuadro.

Cuadro 3-3 Parámetros de resistencia al corte.

Calicata	Muestra	Prof. (m.)	Cohesión (Kg./cm²)	Angulo de fricción interna (°)
C - 01	M - 02	1.00 – 1.50	0.00	31.1

Fuente: Análisis en laboratorio.

4.0 INTERPRETACIÓN GEOTÉCNICA

Los valores estimados, estarán de acuerdo al tipo de estructura existente. Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante del suelo y de la geometría de la cimentación.

En el caso de materiales gobernados por los suelos gravosos, el asentamiento total se aproxima al asentamiento inmediato y se estiman mínimos para las obras proyectadas. Estos asentamientos responden al método elástico, en el cual el parámetro base corresponde a las propiedades elásticas del suelo. Luego el cálculo podrá efectuarse mediante varias integraciones de la solución de Boussinesq, que permite determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semi-espacio homogéneo, isotrópico y elástico.

Sobre la base de los datos del estudio, tanto en campo como en laboratorio y de la estructura, los empujes, activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades, serán calculados teniendo en cuenta el suelo friccionante y las ecuaciones propuestas por Rankine.

4.1 Juicio de la Capacidad Portante

Las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los casos, de presencia de suelos puramente cohesivos o puramente friccionantes o una combinación de ambos. Terzaghi, con base en los ensayos de Prandtl, presenta estudios para un medio “cohesivo” y/o “friccionante”, proponiendo un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo de longitud infinita normal al plano. Posteriormente Vesic (1973), proporciona algunas ideas en torno a la capacidad portante, considerando un factor adicional, ocasionado por los efectos de la forma de la cimentación. Sobre la base de pruebas de cargas comparativas en zapatas de distintas formas, se han hecho de uso general las siguientes modificaciones:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \xi_q + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma$$

Donde:

- q_{ult} = capacidad última de carga
- γ = peso unitario
- B = ancho o diámetro de la cimentación
- q = sobrecarga al lado de la cimentación

N_i = factores de carga
 ξ_i = factores de forma

Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante del suelo y de la geometría de la cimentación.

4.2 Tipo y Profundidad de Cimentación

La geometría de la cimentación queda determinada por los diseños propios del proyecto que responden a la demanda técnica de cada obra. Se tendrá en cuenta que toda estructura, deberá repartir las cargas verticales evitando cargas concentradas.

En cuanto a la profundidad de cimentación, ésta presenta una alternativa para cada dimensión de la misma geometría adoptada. Los cuadros correspondientes a la determinación de la capacidad admisible, presentan las diferentes profundidades supuestas y la correspondiente capacidad de soporte admisible.

Se comprueba que las obras establecidas para el proyecto así como la alternativa de forma y profundidad de cimentación, asegura una mejor distribución de los esfuerzos transmitidos.

4.3 Capacidad Admisible de Cargas

Se ha determinado la capacidad admisible de cargas del terreno, basado en el dimensionamiento de la cimentación, acorde con la geometría de la estructura. Se observa que valores mayores en las dimensiones de la cimentación, proporciona valores más favorables para el diseño, por presentar un adecuado reparto de los esfuerzos inducidos. El ingeniero estructural verificará las cargas transmitidas al terreno por unidad de área.

Se ha determinado la capacidad admisible, mediante la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), sustentada anteriormente, con insumos correspondientes a los parámetros de resistencia (ángulo de fricción interna " ϕ " y cohesión " c "). Se ha considerado las densidades de los materiales comprometidos en los cálculos de esfuerzos geostáticos, tanto para las condiciones de sobrecarga como para los suelos de fundación respectivamente.

La expresión que determina la capacidad admisible, estará afectada por un factor de seguridad de acuerdo a las recomendaciones de diseño empleados en el país.

$$q_{adm} = q_{ult} / FS$$

Donde:

q_{adm} = capacidad admisible de carga

FS = factor de seguridad

El procesamiento de la información y sus resultados, se presentan en el cuadro siguiente, el mismo que concluye en capacidades admisibles del terreno a una determinada profundidad y diámetro de la cimentación. Este último valor deberá contrastarse con el valor transmitido por la estructura y para lo cual deberá verificarse que la capacidad del suelo para absorber esfuerzos debe ser mayor que los esfuerzos transmitidos.

Tabla 4-1 Cálculo de la capacidad portante.

CAPACIDAD DE CARGA - Cimentación Superficial

Proyecto	Informe Técnico de Mecánica de Suelos.		
Ubicación	Distrito de San Borja, Provincia de Lima, Departamento de Lima.		
Estructura	Clinica de Especialidades Médicas Universal.		
Evaluación	Capacidad de Carga del Suelo.		
Solicitante	DISEÑOLA	Cota (m) :	0.00
Responsable	W.G.L.	Fecha :	18/05/2010

A.- DATOS GENERALES

Angulo de Fricción Interna (ϕ)	31.10 grados
Cohesión (c)	0.00 kg/cm ²
Peso Unitario de Sobre Carga (γ_1)	2.400 gr/cm ³
Peso Unitario del Suelo de Cimentación (γ_2)	1.800 gr/cm ³
Relación Ancho / Largo (B/L)	1.00 (1.0 si es circular o cuadrada)
Ancho Inicial de la base o diámetro de cimentación	1.20 m
Cota de Fondo de Cimentación	0.50 m
Profundidad de Desplante (Df)	0.50 m (0.0 si es indeterminado)
Posición del Nivel Freático (N.F.)	50.00 m (50m si no presenta)
Factor de Seguridad (F.S. asume 3.0)	3.00
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GP
Cimentación existente	Zapata cuadrada

B.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Nc	= 32.939
Nq	= 20.870
Ny	= 17.980

C.- FACTORES DE FORMA

Sc	= 1.634
Sq	= 1.603
Sy	= 0.600

D.- COEFICIENTES DE PRESION LATERAL

Ka = 0.319

Kp = 3.137

E.- CAPACIDAD ADMISIBLE

Clínica de Especialidades Médicas Universal.				Cimentación existente Zapata cuadrada			Detalle
COTA RELATIVA	DESPLANTE Df (m)	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F.		qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)	
-1.00	0.50	1.2	1.00	1.00	5.18	1.73	Zapata cuadrada
-1.00	0.50	1.7	1.00	1.00	5.67	1.89	
-1.00	0.50	2.2	1.00	1.00	6.15	2.05	
-1.50	1.00	1.2	1.00	1.00	9.20	3.07	
-1.50	1.00	1.7	1.00	1.00	9.68	3.23	
-1.50	1.00	2.2	1.00	1.00	10.17	3.39	
-2.00	1.50	1.2	1.00	1.00	13.21	4.40	
-2.00	1.50	1.7	1.00	1.00	13.70	4.57	
-2.00	1.50	2.2	1.00	1.00	14.18	4.73	

Fuente: Elaboración propia.

4.4 Cálculo de los Asentamientos

La evaluación de la resistencia se ha efectuado en materiales de baja capacidad de soporte, en el cual se presentan materiales gravosos, con arenas. El asentamiento total se aproxima al asentamiento inmediato; luego se ajusta al cálculo por el método elástico. En este caso el parámetro base corresponde a las propiedades elásticas del suelo.

El cálculo puede efectuarse mediante varias integraciones de la solución de Boussinesq, que permite determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semi-espacio homogéneo, isotrópico y elástico. La expresión asociada es la siguiente:

$$p_i = pB(1-u^2) \times I / E$$

Donde:

p_i = asentamiento inicial probable (cm)

p = esfuerzo promedio transmitido (ton/m^2)

B = dimensión característica del área cargada (m)

u = relación de Poisson (-)

I = factor de influencia (cm/m)

E = módulo de Elasticidad (ton/m^2)

Para la situación planteada, se deberá considerar que los esfuerzos transmitidos se ajusten a las estructuras.

Tabla 4-2 Cálculo de asentamientos.

ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS ESPERADOS

Proyecto **Informe Técnico de Mecánica de Suelos.**
Ubicación **Distrito de San Borja, Provincia de Lima, Departamento de Lima.**
Estructura **Clínica de Especialidades Médicas Universal**
Solicitante **DISEÑOLA**
Responsable **W.G.L**
Fecha **Martes, 18 de Mayo de 2010**

Según TERZAGUI Y PECK (1967):

METODO ELASTICO :

$$q_{ult} = Y_1 D_f N_q S_q + 0.5 Y_2 B N_y S_y + S_c C N_c$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

$$S_i = \frac{q B (1 - u^2) I_f}{E_s}$$

DATOS DE DISEÑO:

Angulo de fricción interna (f (SP)) 31.1 °
Cohesión (kg/cm²) : 0.00
Peso específico de sobrecarga (gr/cm3) 2.4
Peso específico de cimentación (gr/cm3) 1.8
Dimensiones de la zapata (B/L) : 1.20 circular o cuadrada
Prof. del fondo de cimentación (m) : 0.50
Nivel freático 50.00
Factor de seguridad : 3.00

DATOS DE ASENTAMIENTO:

q (tn/m2) : Variable
u : 0.15
I_f (cm/m) : 88.0
Es (tn/m2): 5000.0

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA	
N _c =	30.62	N _q /N _c = 0.6146673	S _c =	1.615
N _q =	18.82	tan f = 0.6032386	S _q =	1.580
N _y =	15.56		S _y =	0.600

CUADRO DE CAPACIDADES ADMISIBLES				ASENTAMIENTOS	
Desplante Df (m)	Ancho B (m)	q _{ult} (kg/cm²)	q _{adm} (kg/cm²)	q (kg/cm²)	S _i (cm)
0.50	1.2	4.58	1.53	48.63	7.42
0.50	1.7	5.00	1.67	24.23	5.24
0.50	2.2	5.42	1.81	14.47	4.05
1.00	1.2	8.15	2.72	48.63	7.42
1.00	1.7	8.57	2.86	24.23	5.24
1.00	2.2	8.99	3.00	14.47	4.05
1.50	1.2	11.72	3.91	48.63	7.42
1.50	1.7	12.14	4.05	24.23	5.24
1.50	2.2	12.56	4.19	14.47	4.05

Fuente: Elaboración propia.

Evaluando la fórmula planteada se espera un asentamiento total máximo de 7.42cm. Los esfuerzos inducidos deberán verificarse por el ingeniero especialista.

4.5 Parámetros de diseño sísmico

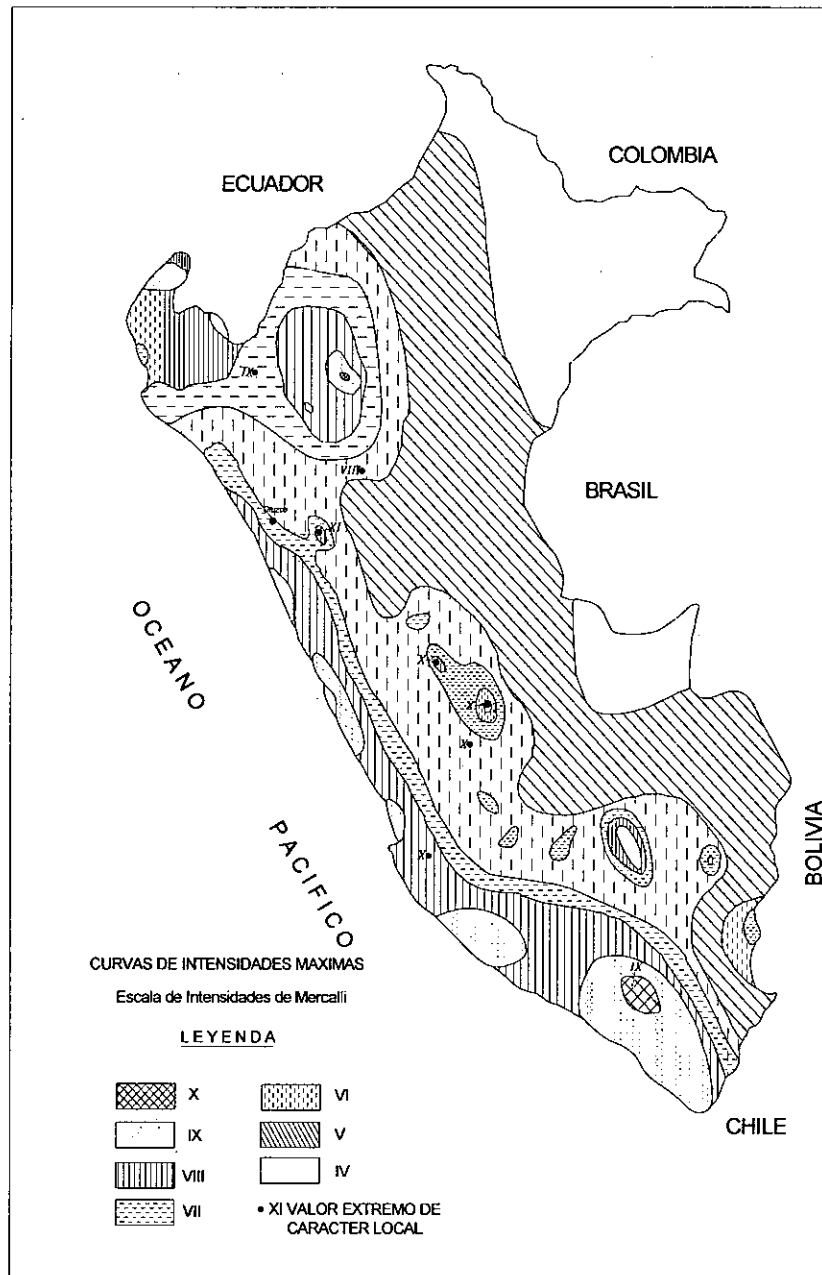
Como ya se mencionó, debido a que la zona se ubica en la costa peruana, ésta responde a los eventos sísmicos que normalmente afecta al país, cuyas características se presentan en la figura adjunta, en donde se aprecia que los trabajos se ubican en la zona 3. En ella se establece las intensidades respectivas.

Considerando un suelo intermedio entre flexible con estrato variado y de gran potencia, y suelos gravoso compacto, se ha determinado el periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo, el factor de suelo y el factor de zona, serán considerados de la manera siguiente:

- Periodo predominante; $T_p = 0.4 \text{ seg.}$
- Factor de Suelo; $S = 1.0$
- Factor de Zona; $Z = 0.4 g$

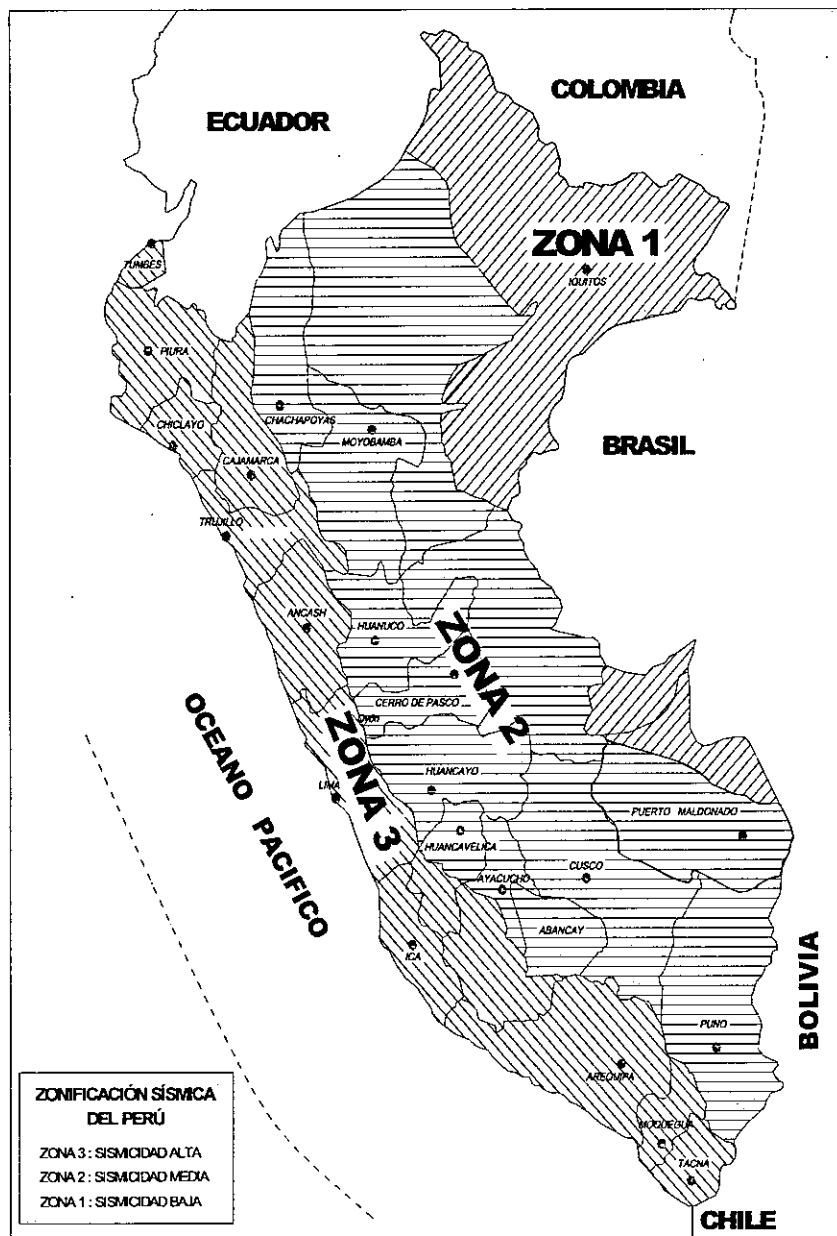
Véase el mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984) y el mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Construcción (1997), ahora Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. (2003).

Ilustración 4-1 Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas.



Fuente: Dr. Jorge Alva Hurtado, 1984.

Ilustración 4-2 Mapa de Zonificación Sísmica del Perú.



Fuente: Reglamento Nacional de Construcción (1997).

CONCLUSIONES

- El material predominante que se presenta en toda la extensión, luego de haber obtenido la clasificación en el laboratorio, corresponde a material conformado superficialmente por material de relleno clasificado, luego se encuentra la arena limosa húmeda y de mediana plasticidad y a la profundidad promedio de 1.30m. empieza el suelo gravoso con matriz de suelo arenosa no plástica y húmeda.
- Cabe destacar que al momento de la evaluación y hasta las profundidades mencionadas en las prospecciones, no se detectó presencia de nivel freático.
- Al evaluar los asentamientos esperados, con toda la información verificada por el proyecto, no deberá exceder los 7.42cm. permisible según la propuesta para deformaciones elásticas ($\rho_i = qB(1-u^2) \times I / E$).
- Los parámetros sísmicos a considerar serán:

Periodo predominante	$T_p = 0.4 \text{ seg.}$
Factor de Suelo	$S = 1.0$
Factor de Zona	$Z = 0.4 g$

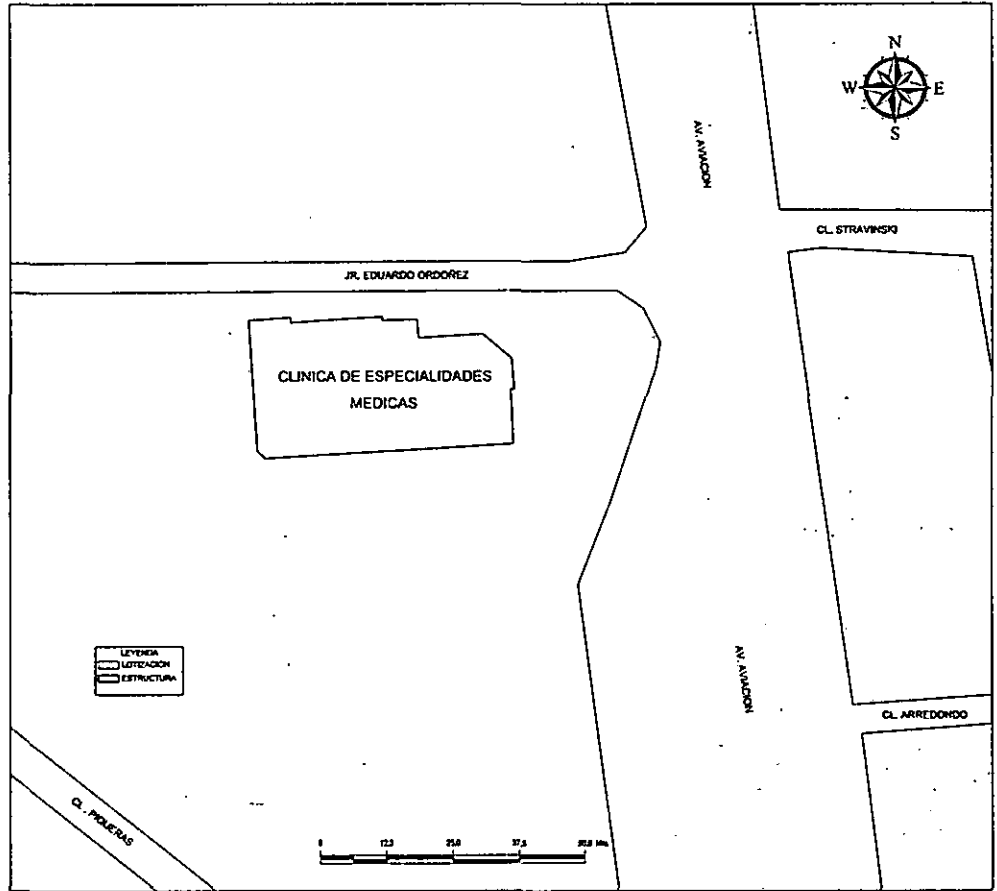
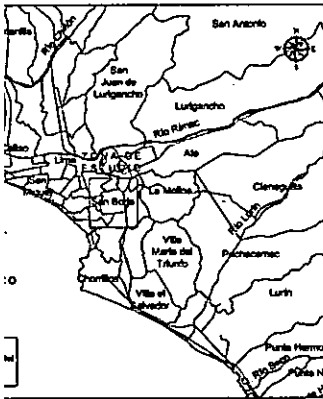
- El parámetro de resistencia asociado, con fines de diseños futuros, se calcularan con ϕ y por ello los empujes por el método de Rankine, corresponden:

$$\text{En suelos gravosos: } K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.319 \quad K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.137$$

- La capacidad admisible, mediante la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), sustentada anteriormente, con parámetros de resistencia ϕ y cohesión nula, proporciona valor por encima de 1.73 kg/cm^2 para la grava donde se apoya la estructura.

ANEXOS

PLANO DE UBICACION

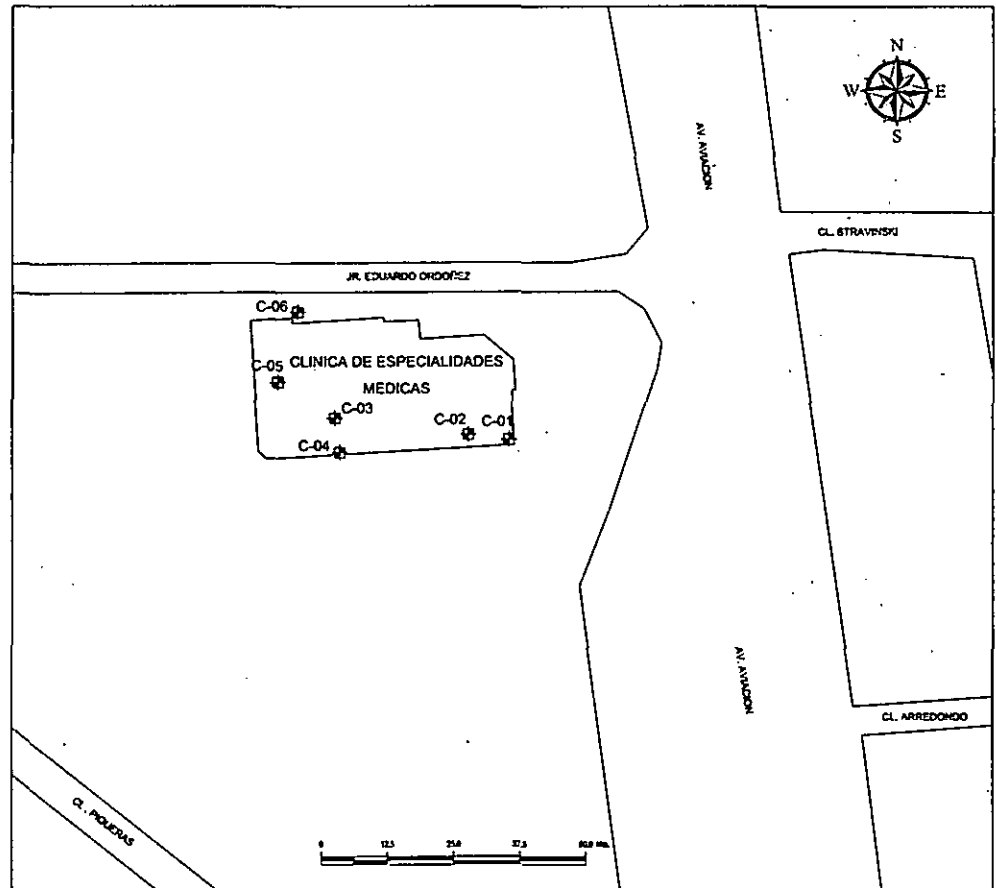


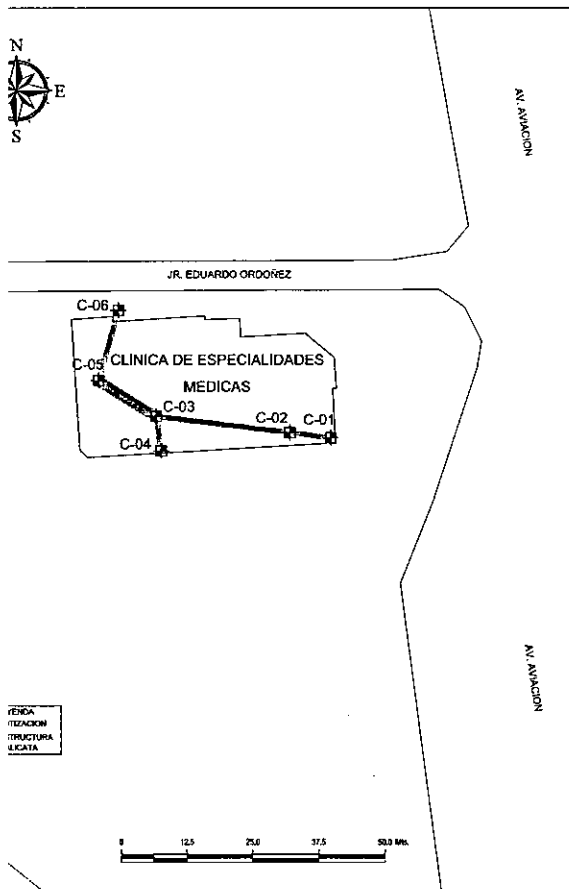


PLAN DE LOCALIZACIÓN

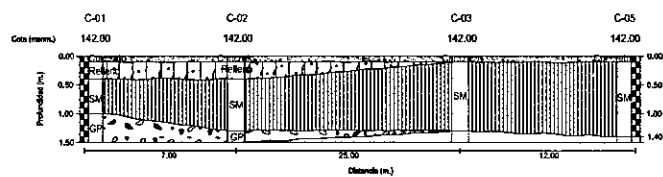
CUADRO DE UBICACIÓN DE CALICATAS

CALICATA	COORDENADAS UTM		ALTITUD (metros)
	NORTE (m)	ESTE (m)	
C-01	8900218	282114	142,60
C-02	8900218	282152	142,60
C-03	8900218	282181	142,60
C-04	8900217	282142	142,60
C-05	8900217	282130	142,60
C-06	8900217	282123	142,60

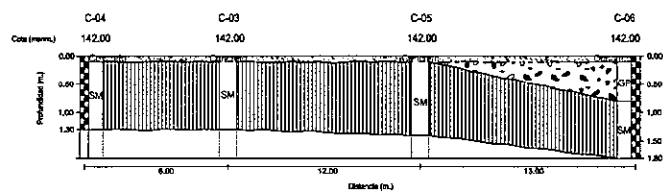




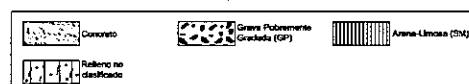
VISTA ESTE-OESTE



VISTA SUR-NORTE



LEYENDA



SEROLA

CLINICA DE ESPECIALIDADES MEDICAS UNIVERSAL

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Ubicación: Distrito San Jorge - Provincia Lima - Departamento Lima

Forma: 100x100 (cm) Eje: EJE 1:100 Escala: 1:100

CHAMA Ingeniería S.A.

PG - 03

REGISTROS DE EXCAVACIÓN

REGISTRO DE EXCAVACION

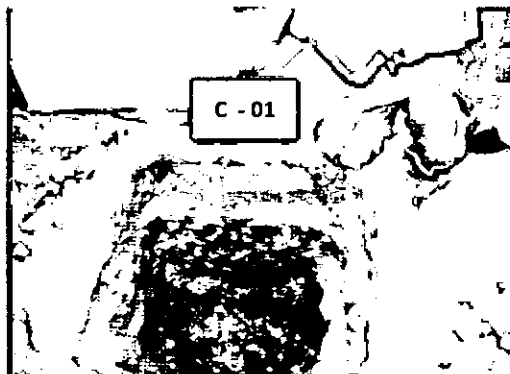
SOLICITANTE : DISEÑOLA
 PROYECTO : Clínica de Especialidades Médicas Universal

CALICATA : C - 01
 PROF.(m) : 1.50
 N. FREATICO (m) : N.P.
 NORTE (m) : 8660918
 ESTE (m) : 0282168
 ALTURA (m.s.n.m) : 142
 REVISADO : V.F.L

UBICACIÓN : Jr. Eduardo Ordoñez 468 - San Borja
 FECHA : Mayo, 2010
 EJECUTADO : Contratista

PROF. (m)	TIPO DE EXCAV.	MUESTRA	SIMB.	DESCRIPCION	CLASIF. SUCS
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	s / m		Losa de concreto simple.	Concreto
0.20		s / m		Relleno clasificado conformada por suelo gravoso, de tamaño nominal máximo igual a 3/4", con matriz de suelo limoso color beige, plástico y suelto.	Relleno clasificado
0.40					
0.60		M - 01		Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
0.80					
1.00					
1.20		M - 02		Suelo gravoso de tamaño nominal máximo de 2" con matriz arenosa, no plastica, húmeda, suelta y de color gris.	GP
1.40					
1.50					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					

Observaciones: Se encuentra al pie de la columna perimetral de la cafetería.



+

REGISTRO DE EXCAVACION

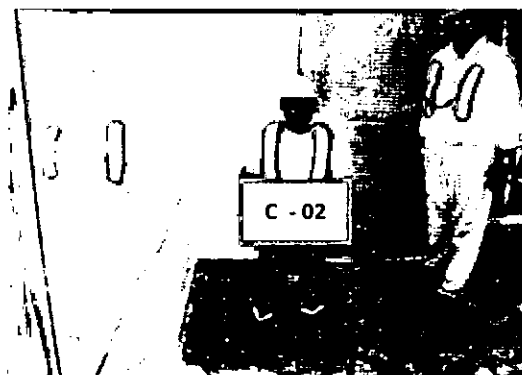
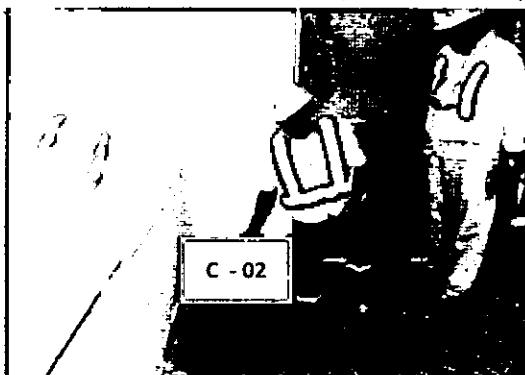
SOLICITANTE : DISEÑOLA
 PROYECTO : Clínica de Especialidades Médicas Universal

CALICATA : C - 02
 PROF.(m) : 1.50
 N. FREATICO (m) : N.P.
 NORTE (m) : 8660919
 ESTE (m) : 0282162
 ALTURA (m.s.n.m) : 142
 REVISADO : V.F.L

UBICACIÓN : Jr. Eduardo Ordoñez 468 - San Borja
 FECHA : Mayo, 2010
 EJECUTADO : Contratista

PROF. (m)	TIPO DE EXCAV.	MUESTRA	SIMB.	DESCRIPCION	CLASIF. SUCS
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	s / m		Losa de concreto simple.	Concreto
0.20		s / m		Relleno clasificado conformada por suelo gravoso, de tamaño nominal máximo igual a 3/4", con matriz de suelo limoso color beige, plástico y suelto.	Relleno clasificado
0.40		s / m		Suelo areno limoso, plastico, suelto y humedo.	SM
0.60		s / m			
0.80		s / m			
1.00		s / m			
1.20		s / m			
1.30		s / m			
1.40		s / m		Suelo gravoso de tamaño nominal máximo de 2" con matriz arenosa, no plastica, húmeda, suelta y de color gris.	GP
1.50		s / m			
1.60		s / m			
1.80		s / m			
2.00		s / m			
2.20		s / m			
2.40		s / m			
2.60		s / m			
2.80		s / m			
3.00		s / m			

Observaciones: Se encuentra al pie de la columna perimetral de la cafetería.



REGISTRO DE EXCAVACION

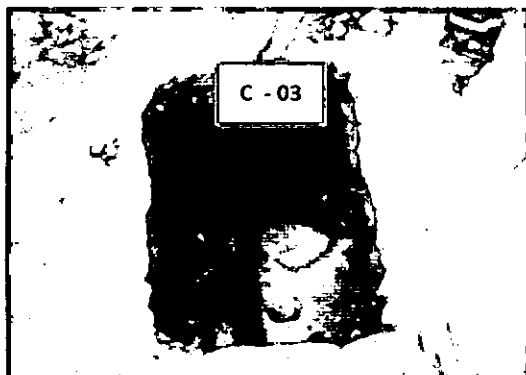
SOLICITANTE : DISEÑOLA
PROYECTO : Clínica de Especialidades Médicas Universal

CALICATA : C - 03
PROF.(m) : 1.30
N. FREATICO (m) : N.P.
NORTE (m) : 8660924
ESTE (m) : 0282137
ALTURA (m.s.n.m) : 142
REVISADO : V.F.L

UBICACIÓN : Jr. Eduardo Ordoñez 468 - San Borja
FECHA : Mayo, 2010
EJECUTADO : Contratista

PROF. (m)	TIPO DE EXCAV.	MUESTRA	SIMB.	DESCRIPCION	CLASIF. SUCS
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	s / m		Losa de concreto.	Concreto
0.20				Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
0.40					
0.60					
0.80		s / m			
1.00					
1.20					
1.30					
1.40					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					

Observaciones: Se encuentra al pie de la columna central de la sala de espera.

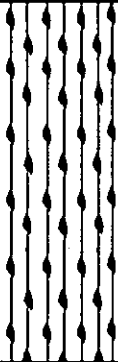



REGISTRO DE EXCAVACIÓN

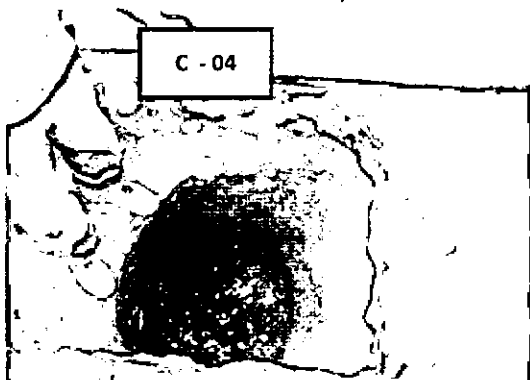
SOLICITANTE : DISEÑOLA
 PROYECTO : Clínica de Especialidades Médicas Universal

CALICATA : C - 04
 PROF.(m) : 1.30
 N. FREATICO (m) : N.P.
 NORTE (m) : 8660915
 ESTE (m) : 0282142
 ALTURA (m.s.n.m) : 142
 REVISADO : V.F.L

UBICACIÓN : Jr. Eduardo Ordoñez 468 - San Borja
 FECHA : Mayo, 2010
 EJECUTADO : Contratista

PROF. (m)	TIPO DE EXCAV.	MUESTRA	SIMB.	DESCRIPCION	CLASIF. SUCS
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	s / m		Losa de concreto.	Concreto
0.20		s / m		Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
0.40					
0.60					
0.80					
1.00					
1.20					
1.30					
1.40		s / m		Suelo gravoso de tamaño nominal máximo de 2" con matriz arenosa, no plastica, húmeda, suelta y de color gris.	GP
1.50					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					

Observaciones: Se encuentra al pie de la columna central de la sala de espera.





Ingenieria S.A.

Geotecnia e Hidráulica / Asesoramiento y Mantenimiento

REGISTRO DE EXCAVACION

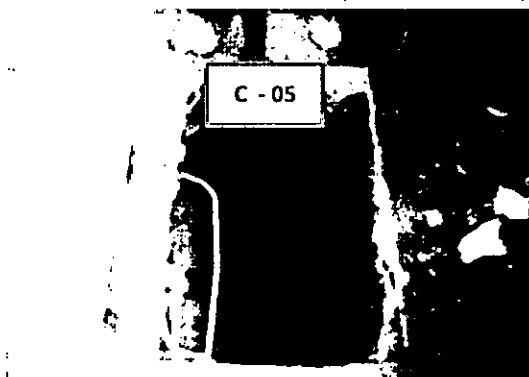
SOLICITANTE : DISEÑOLA
PROYECTO : Clínica de Especialidades Médicas Universal

CALICATA : C - 05
PROF.(m) : 1.40
N. FREATICO (m) : N.P.
NORTE (m) : 8660925
ESTE (m) : 0282130
ALTURA (m.s.n.m) : 142
REVISADO : V.F.L

UBICACIÓN : Jr. Eduardo Ordoñez 468 - San Borja
FECHA : Mayo, 2010
EJECUTADO : Contratista

PROF. (m)	TIPO DE EXCAV.	MUESTRA	SIMB.	DESCRIPCION	CLASIF. SUCS
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	s / m		Losa de concreto.	Concreto
0.20				Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
0.40					
0.60					
0.80		s / m			
1.00					
1.20					
1.40					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					

Observaciones: Se encuentra al pie de la columna perimetral de la sala de espera.



REGISTRO DE EXCAVACION

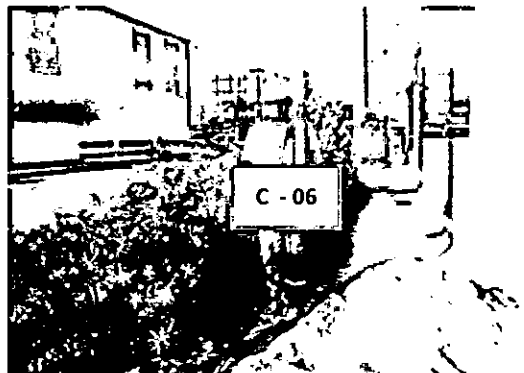
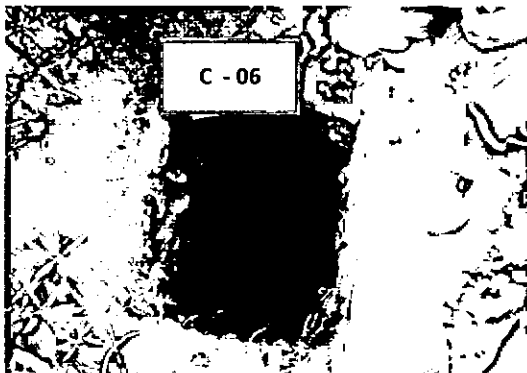
SOLICITANTE : DISEÑOLA
 PROYECTO : Clínica de Especialidades Médicas Universal

CALICATA : C - 06
 PROF.(m) : 1.80
 N. FREATICO (m) : N.P.
 NORTE (m) : 8660937
 ESTE (m) : 0282132
 ALTURA (m.s.n.m) : 142
 REVISADO : V.F.L

UBICACIÓN : Jr. Eduardo Ordoñez 468 - San Borja
 FECHA : Mayo, 2010
 EJECUTADO : Contratista

PROF. (m)	TIPO DE EXCAV.	MUESTRA	SIMB.	DESCRIPCION	CLASIF. SUCS
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	s / m		Losa de concreto.	Concreto
0.20					
0.40		s / m		Relleno clasificado conformada por suelo gravoso, de tamaño nominal máximo igual a 3/4", con matriz de suelo limoso color beige, plástico y suelto.	GP
0.60					
0.80					
1.00		s / m		Suelo areno limoso, plástico, suelto y húmedo.	SM
1.20					
1.40					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					

Observaciones: Se encuentra en el pasillo contiguo a la sala de espera.



ENSAYOS DE LABORATORIO

GHAMA**Ingeniería S.A.**

Geotécnica e Hidráulica / Asesoramiento y Mantenimiento

Solicitante : DISEÑOLA
 Proyecto : Clínica de Especialidades Médicas Universal
 Ubicación : Distrito de San Borja, Provincia de Lima,
 Departamento de Lima
 Fecha : Mayo, 2010.

INFORME DE ANALISIS DE ENSAYOS**REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

Calicata : C-1

Muestra : M-1

Prof. (m) : 0.40-1.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

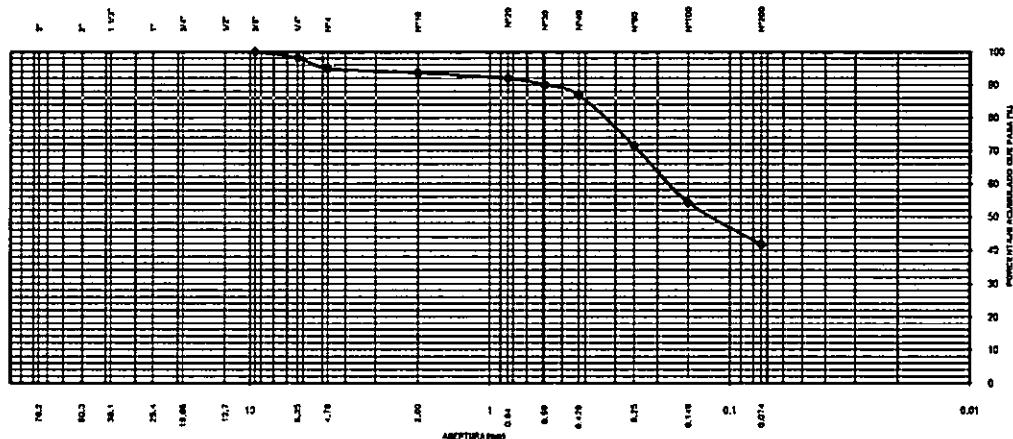
Tamiz	Abertura (mm)	Parcial (%)	Acumulado (%)	
			Rete	Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	
1 1/2"	38.100	-	-	
1"	25.400	-	-	
3/4"	19.050	-	-	
1/2"	12.700	-	-	
3/8"	9.525	-	-	100.0
1/4"	6.350	1.8	1.8	98.2
Nº4	4.760	3.1	5.0	95.0
Nº10	2.000	1.4	6.4	93.6
Nº20	0.840	1.7	8.1	91.9
Nº30	0.590	1.9	10.0	90.0
Nº40	0.426	3.1	13.1	86.9
Nº60	0.250	15.5	28.6	71.4
Nº100	0.149	17.1	45.7	54.3
Nº200	0.074	12.6	58.3	41.7
- Nº200		41.7		

% grava	: 5.0
% arena	: 53.3
% finos	: 41.7

**LÍMITES DE CONSISTENCIA
ASTM D4318**

LÍMITE LÍQUIDO (%)	: 29
LÍMITE PLÁSTICO (%)	: 23
ÍNDICE PLÁSTICO (%)	: 6

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : SM

CURVA GRANULOMÉTRICA

Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. P. Huambo

GHAMA**Ingeniería S.A.**

Geotécnica e Hidráulica / Asesoramiento y Mantenimiento

Solicitante : DISEÑOLA
 Proyecto : Clínica de Especialidades Médicas Universal
 Ubicación : Distrito de San Borja, Provincia de Lima,
 Departamento de Lima
 Fecha : Mayo, 2010.

INFORME DE ANALISIS DE ENSAYOS**REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

Calicata : C-1
 Prof.(m.) : 1.00-1.50
 Muestra : M-2

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

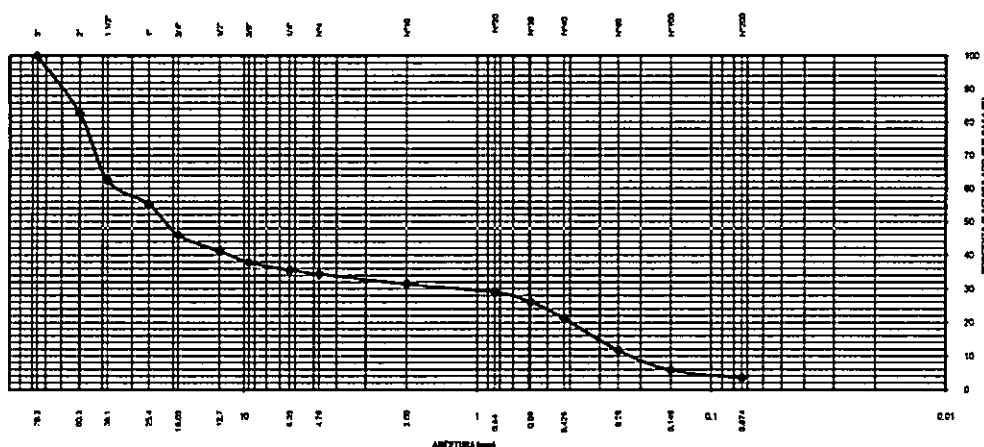
Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial	(% Acumulado)	
			Reteni	Pasa
3"	76.200	-	-	100.0
2"	50.300	17.2	17.2	82.8
1 1/2"	38.100	20.4	37.6	62.4
1"	25.400	7.2	44.8	55.2
3/4"	19.050	9.3	54.1	45.9
1/2"	12.700	4.6	58.7	41.3
3/8"	9.525	3.5	62.2	37.8
1/4"	6.350	2.3	64.5	35.5
N°4	4.760	1.1	65.6	34.4
N°10	2.000	3.0	68.6	31.4
N°20	0.840	2.3	70.9	29.1
N°30	0.590	2.9	73.9	26.1
N°40	0.426	5.0	78.9	21.1
N°60	0.250	9.5	88.4	11.6
N°100	0.149	5.8	94.2	5.8
N°200	0.074	2.3	96.6	3.4
- N°200		3.4		

% grava	: 65.6
% arena	: 31.0
% finos	: 3.4

LÍMITES DE CONSISTENCIA
ASTM D4318

Límite Líquido (%)	: 25.0
Límite plástico (%)	: NP
Índice Plástico (%)	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : GP

CURVA GRANULOMÉTRICA

Nota. Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. Walter Diaz .R

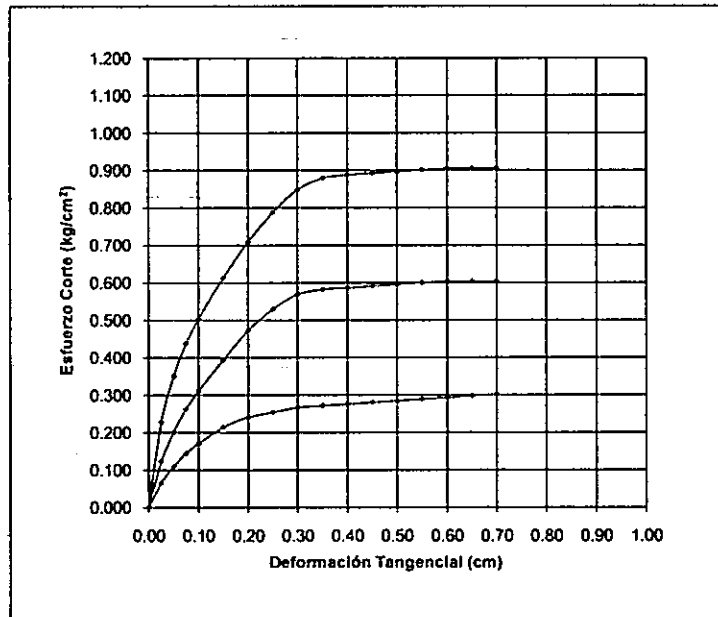
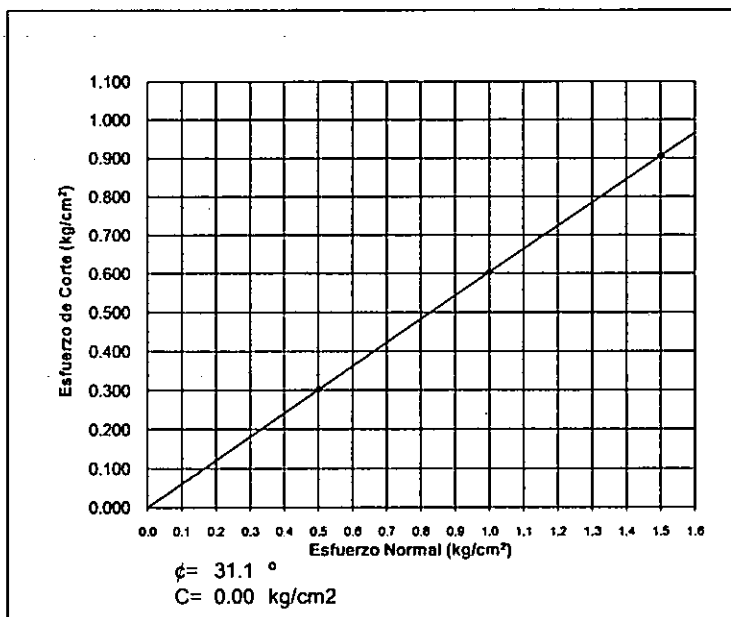

Ingeniería S.A.

eotécnica e Hidráulica / Asesoramiento y Mantenimiento

Solicitante : DISEÑOLA
 Proyecto : Clínica de Especialidades Médicas Universal
 Ubicación : Distrito de San Borja, Provincia de Lima,
 Departamento de Lima
 Fecha : Mayo, 2010.

INFORME DE ANALISIS DE ENSAYOS
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
 Muestra : M-2
 Calicata : C-1
 Prof.(m) : 1.00-1.50

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE

ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE


ALBÚM FOTOGRAFICO

PANEL FOTOGRÁFICO



Cafetería.



Sala de espera.



Pasillo de consultorio.



Exteriores de la clínica.



ANEXO III: PROCEDIMIENTO DE MONTAJE DE AISLADORES Y DESLIZADORES SIMICOS (SIRVE Y PRISMA INGENIERIA)



Proyecto

Diseño del Sistema de Aislamiento Sísmico para la Clínica de Especialidades
Médicas

Documento 15-010-IF-02-RA

**PROCEDIMIENTO DE MONTAJE DE AISLADORES Y DESLIZADORES
SÍSMICOS**

Para

Beam Solutions

REV	FECHA	APROBACIONES			DESCRIPCIÓN
		PREPARÓ	REVISÓ	APROBÓ	
A	06-Feb-15	CGS	HSO	IVG	EMITIDO PARA REVISIÓN DEL CLIENTE
APROBACIÓN DEL CLIENTE					

RESUMEN EJECUTIVO

1.- Nombre del Proyecto: Diseño del Sistema de Aislamiento Sísmico para la Clínica de Especialidades Médicas	2.- Código del Documento: 15-010-IF-02-RA
3.- Título del Documento: Procedimiento de montaje Aisladores y Deslizadores Sísmicos	4.- Cuerpo del Documento: 16 páginas (no incluye portada)
5.- Equipo de Trabajo: Christopher Gubbins, Henry Sady	6.- Fecha del Documento: 6 de febrero de 2015
7.- Entidad Investigadora: SIRVE S.A. Av. Presidente Riesco 5435, Oficina 1902 Las Condes - Santiago.	8.- Nombre y Dirección del Mandante: Beam Solutions Avda. Alfredo Benavides 1238, Of. 602, Miraflores Lima, Perú
9.- Período de Investigación: Enero 2015	10.- Atención: Arq. Luis Marcos Díaz Responsable de Proyectos Internacionales
11.- Resumen Ejecutivo En este documento se presentan los requerimientos mínimos de montaje e inspección para los aisladores y deslizadores sísmicos considerados en el proyecto.	
12.- Palabras Clave Aislamiento sísmico, Instalación, inspección, montaje.	13.- Distribución Privada

Henry Sady O.
Subgerente de Proyectos Área IPS
SIRVE S.A.

Ignacio Vial G.
Gerente General
SIRVE S.A.

Índice

1. Introducción	2
2. Alcances	2
3. Códigos, normas y referencias	2
4. Manejo, traslado y almacenamiento	3
4.1. Recepción	3
4.1.1. Inspección	3
4.1.2. Almacenamiento	4
4.1.3. Traslado	4
4.1.4. Protección del dispositivo antes de su traslado final	5
5. Procedimiento general de montaje	6
5.1. Requerimientos generales	6
5.2. Preparación del montaje de dispositivos	6
5.3. Labores del montaje de los dispositivos	7
5.3.1. Materialización del sistema de anclaje en pedestal y fundación	7
5.3.2. Verificación y rectificación de la superficie de grout	11
5.3.3. Posicionamiento del dispositivo	12
5.3.4. Soldaduras	15
5.3.5. Pernos de montaje	15
5.3.6. Mantenimiento e inspección	16
6. Pintura	16
7. Recepción	16

1. Introducción

El presente documento establece los requerimientos generales mínimos para las operaciones de montaje e inspección de los aisladores y deslizadores sísmicos considerados para el proyecto, de aquí en adelante denominados **dispositivos**.

2. Alcances

Este documento entrega al Contratista de Construcción, información complementaria a los planos de disposición general y construcción, detalles típicos y criterios generales, que deben ser considerados para el montaje e inspección de los dispositivos.

3. Códigos, normas y referencias

Para el montaje de los dispositivos se deberá considerar, además de los planos del proyecto, las especificaciones proporcionadas por la empresa diseñadora del proyecto, junto con las normas y especificaciones bajo las cuales los dispositivos fueron fabricados.

Entre las normas, códigos, estándares y reglamentos que sean aplicables, se dará preferencia a las recomendaciones oficiales del país. En caso que las normas no cubran todos los requisitos especificados en este documento, se utilizarán las últimas versiones de las normas, códigos, estándares y/o reglamentos de las siguientes instituciones de normalización:

AISC	American Institute of Steel Construction
ANSI	American National Standard Institute
ASME	American Society of Mechanical Engineers
ASTM	American Society of Testing Materials
AWS	American Welding Society
ISO	International Organization for Standardization
OSHA	Occupational Safety and Health Administration

SSPC	Steel Structures Painting Council
SAE	Society of Automotive Engineers
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials

4. Manejo, traslado y almacenamiento

4.1. Recepción

Todos los elementos de izaje que se usen para manipular los dispositivos, deberán cumplir con los requerimientos de seguridad propios del dispositivo y los estándares de seguridad establecidos por la empresa constructora o el fabricante de los dispositivos. Deberán seguirse las instrucciones del fabricante para el almacenamiento de los dispositivos.

Deberá tenerse especial cuidado en la colocación de los estrobos de modo que queden seguros y no ejerzan esfuerzos excesivos en alguna parte del dispositivo. No se podrá colocar estrobos sobre superficies de goma. Con el objeto de facilitar el transporte o montaje de los dispositivos, se permitirá la colocación de orejas o cáncamos de izaje.

Los elementos menores, como por ejemplo pernos y/o manguitos, se deberán guardar en las mismas cajas de embarque o en bodega hasta que se requieran para el montaje.

4.1.1. Inspección

El contratista deberá inspeccionar los dispositivos inmediatamente después de ser recibidos, con el propósito de detectar posibles averías o pérdidas que hayan ocurrido durante el transporte. Cualquier observación que resulte de la inspección se deberá comunicar por escrito al fabricante de los dispositivos y deberá quedar constancia en el libro de obras. El objeto de dicha inspección es poder detectar alguno de los deterioros siguientes:

- Superficies metálicas: Corrosión, herrumbre, abolladuras o picaduras.
- Superficie de goma: Rasgaduras o cortes.
- Sujeciones y Anclaje: Pérdida de componentes, corrosión o distorsiones.

Al momento de recibir los dispositivos, la constructora asumirá la responsabilidad total por éstos, tomará precauciones especiales sobre aquellos elementos que son susceptibles de daños durante el montaje, o de hurto por su facilidad de retiro.

Otro aspecto importante es confirmar, al momento de la entrega, que la totalidad del suministro sea recepcionado, tomando como base la información técnica disponible y los correspondientes documentos de compra.

4.1.2. Almacenamiento

Todos los dispositivos serán almacenados de modo que:

- Sea fácil realizar una inspección completa por todo su contorno.
- Tengan acceso para ser transportados hasta el lugar de su colocación.
- Sean fácilmente identificables y retirados.
- No se deformen ni distorsionen.
- No les llegue luz solar directa.
- El embalaje original de cada dispositivo debe mantenerse en perfectas condiciones hasta su traslado hasta el punto de montaje.

Los elementos menores, si es que los hubiere, se deberán guardar en las mismas cajas de embarque o en bodega hasta que se requieran para el montaje. Se dispondrá en terreno una zona de acopio de los dispositivos para su llegada a obra.

4.1.3. Traslado

El Contratista debe considerar que la fijación de los elementos, piezas o accesorios transportados en vehículo deberá ser segura, no permitiéndose deslizamiento o golpes por impacto entre ellos. Los dispositivos deben ser transportados en cajas de madera y levantados como se muestra en la Figura 4.1.



Figura 4.1: Protección para transporte e izamiento mecánico de los dispositivos (fotografía referencial)



Figura 4.2: Protección de la goma (fotografía referencial)

4.1.4. Protección del dispositivo antes de su traslado final

Previo al traslado del dispositivo desde su lugar de almacenamiento hasta el punto de montaje, debe instalarse la protección del perímetro del dispositivo, consistente en una plancha tipo cholguán (Figura 4.2).

5. Procedimiento general de montaje

5.1. Requerimientos generales

Todos los trabajos asociados al montaje de dispositivos, deberán efectuarse según este procedimiento, planos del proyecto, normas y estándares citados, y las instrucciones de la constructora.

La ubicación (cotas y elevaciones) de los dispositivos deberá estar de acuerdo a los planos de diseño y montaje del proyecto (planos PS-01 y PS-02).

El Contratista deberá coordinar las actividades de las distintas especialidades requeridas para el montaje de cada dispositivo.

5.2. Preparación del montaje de dispositivos

La preparación incluye entre otras, las siguientes actividades:

- Limpieza y revisión del dispositivo. Esta limpieza deberá considerarse sólo en los casos en que el dispositivo tenga evidente acumulación de suciedad debido a falta de cuidado en el transporte y/o almacenamiento
- Verificación de la geometría y estado de los pernos de anclaje.
- Nivelación y aplome.
- Alineación.
- Grouteos con material autonivelante para lograr nivelar la superficie de apoyo de los dispositivos.
El producto a utilizar será SikaGrout 328CL, o similar.
- Apriete de los pernos de anclaje con el torque indicado en el punto 5.3.3, párrafo 8.

Los espacios libres alrededor de cada dispositivo deberán comprobarse antes de su instalación. La nivelación y el alineamiento de todo equipo deberán hacerse dentro de las tolerancias indicadas en los planos.

No estará permitido golpear los dispositivos con el fin de tratar de calzar perforaciones con los anclajes, a menos que sea absolutamente necesario y se deberá avisar al fabricante de los dispositivos, para que tome conocimiento. Todo el personal que esté involucrado en las actividades de montaje de

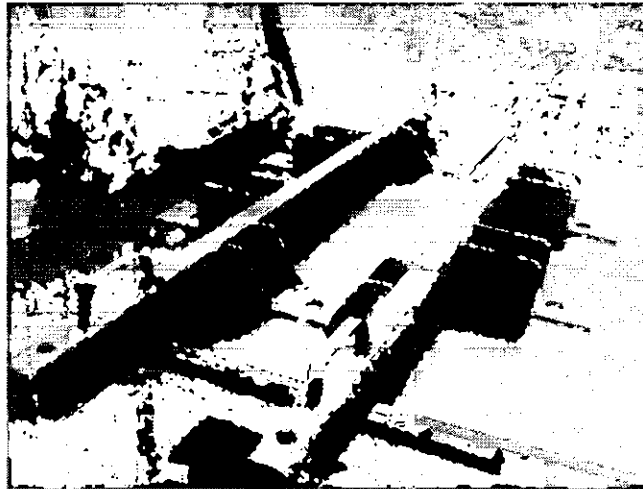


Figura 5.3: Plantilla para la colocación de dispositivos (fotografía referencial)

los dispositivos deberá contar con el equipamiento de protección personal conforme a las exigencias de Prevención de Riesgos de la constructora. No se admitirán alteraciones al dispositivo para facilitar su instalación.

Todas las herramientas manuales o electromecánicas (llave de torque y nivel topográfico óptico), deberán tener su correspondiente certificación y certificado de calibración al día, cuando corresponda. Estos certificados se entregarán a la Inspección Técnica antes de realizar los trabajos correspondientes.

5.3. Labores del montaje de los dispositivos

5.3.1. Materialización del sistema de anclaje en pedestal y fundación

Revisar que la perforación de la plantilla sea para pernos de anclaje de 1-1/2" de diámetro (para el caso de los aisladores) o de 7/8" de diámetro (para el caso de los deslizadores) y revisar periódicamente planitud de dicha plantilla (Figura 5.3)

Armar los anclajes contra la plantilla temporal. Confirmar que los anclajes queden firmemente asegurados contra la plantilla (Figura 5.4).

Una vez apernados, los mangos admiten una rotación máxima de 0.01 rad con respecto a la vertical, lo que significa una desviación horizontal máxima de 3mm entre sus extremos.

Apoyar plantilla contra moldaje (Figura 5.5). Nivelar utilizando pernos de regulación incorporados

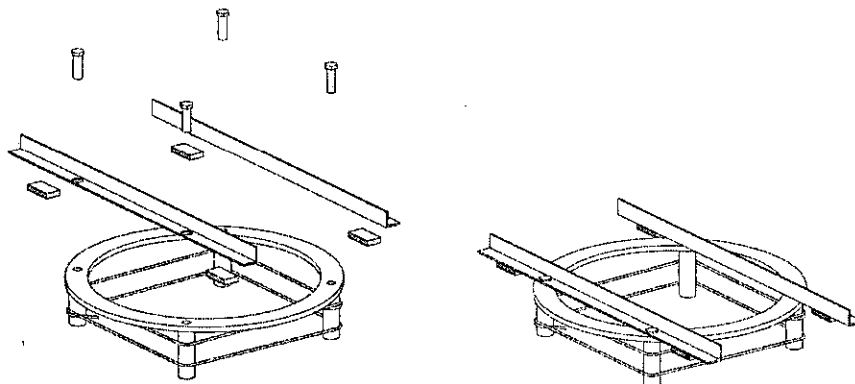


Figura 5.4: Armado del sistema de anclajes con la plantilla (figura referencial)

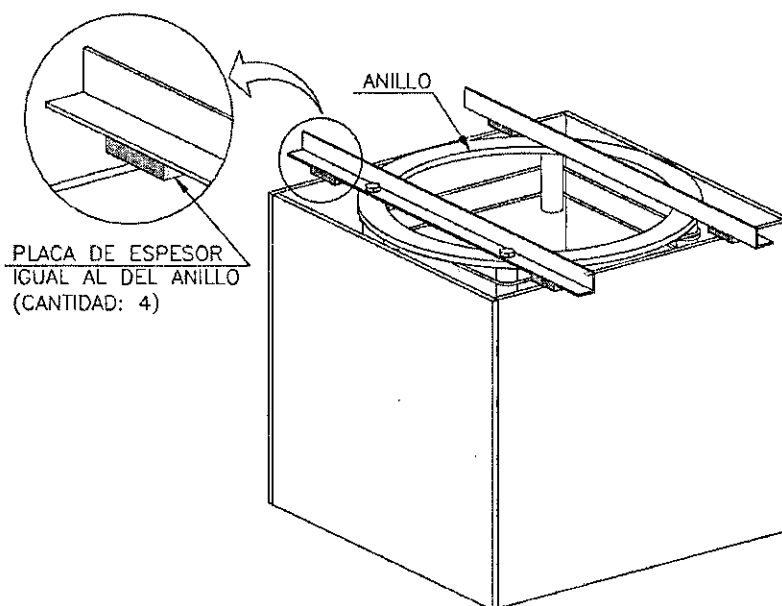
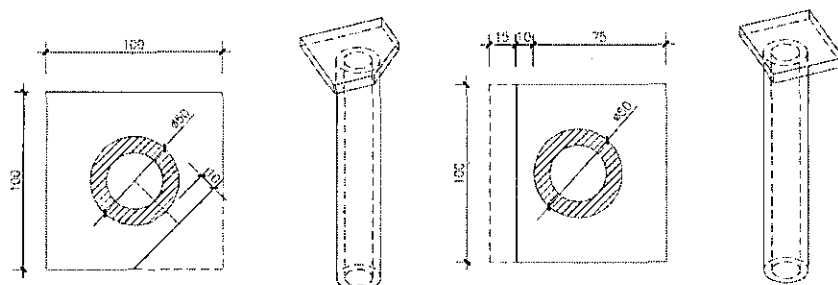


Figura 5.5: Colocación de la plantilla sobre el moldaje (figura referencial)

en plantilla, de modo que ésta quede en su posición final completamente nivelada ($\pm 1\text{mm}$), chequear con nivel topográfico.

Si existiera algún tipo de interferencia entre la placa base del anclaje (placa de $100 \times 100 \times 12 \text{ mm}$) y la armadura, se permitirá el corte en UNA de las esquinas o UNO de los cuatro costados de esta



(a) Corte en una esquina

(b) Corte en un lado

Figura 5.6: Cortes de mango: (a) en una esquina, (b) en un lado (figura referencial)

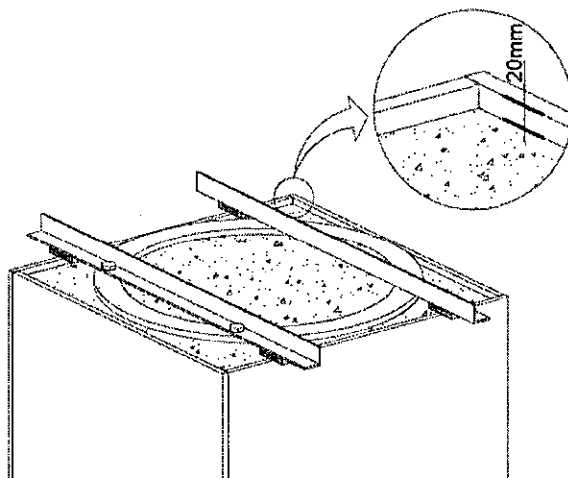


Figura 5.7: Marca en el moldaje (figura referencial)

placa (Figura 5.6(a) o (b)). Luego de reinstalado el mango modificado, volver a nivelar el conjunto plantilla-mango. Se permite modificar un máximo de un mango por cada capitel.

Una vez concluido lo anterior, proceder a hormigonar. Se deberá chequear nuevamente la nivelación una vez terminado el hormigonado. Dejar un espacio sin hormigonar mayor o igual a 20 mm (preferentemente 30 mm) debajo de la plantilla para posteriormente colocar el grout (Figura 5.7, Figura 5.8 y Figura 5.9).

El pedestal de hormigón deberá saturarse con agua, para evitar que éste absorba humedad desde el grout. Se debe utilizar un mortero autonivelante (grout) que no tenga contracción, tipo Sika Grout

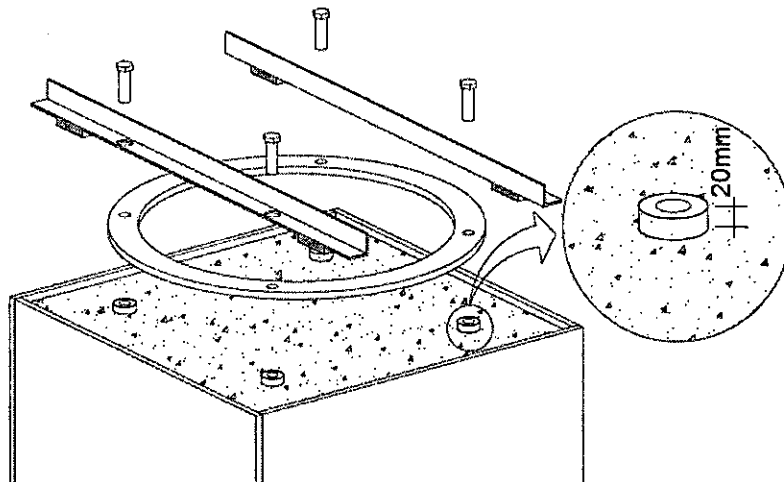


Figura 5.8: Detalle de mangos sobresaliendo 20mm sobre el hormigón (figura referencial)

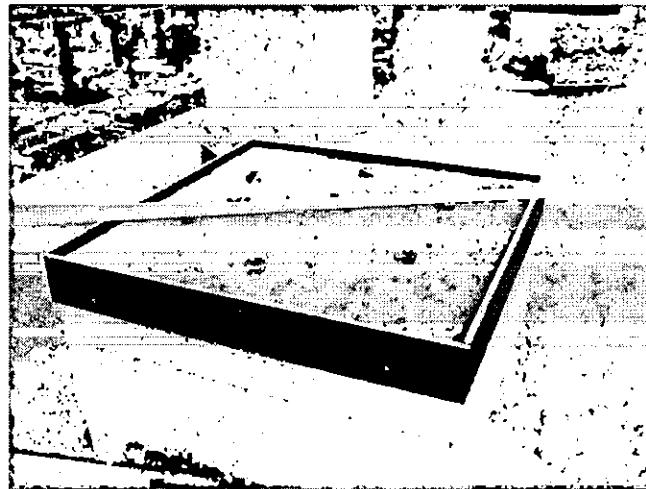


Figura 5.9: Pedestal inferior con mangos a la vista (figura referencial)



Figura 5.10: Vaciado de Grout en consistencia líquida (fotografía referencial)

328 CL en consistencia líquida (5,5 litros de agua por saco de 30 kg), ver Figura 5.10. La preparación deberá realizarse por medio de un mezclador mecánico y los moldajes deberán ser ajustados o sellados para impedir derrames

El mortero deberá ser de tipo premezclado, y colocarse según las instrucciones del fabricante. Deberá tenerse especial cuidado cuando el mortero sea colocado para impedir la aparición de bolsas de aire. El mortero no deberá colocarse cuando existan vibraciones provenientes de equipos cercanos operando, transmitidas a la fundación del pedestal, donde se va a colocar el grout.

El grout deberá quedar completamente nivelado, con lo cual los anclajes quedarán exactamente al mismo nivel del grout, ni por debajo ni por encima de éste (Figura 5.11).

NOTA IMPORTANTE: Luego de aplicado el grout, se deberá esperar un tiempo mínimo de 24 horas antes de posicionar el dispositivo.

En los casos excepcionales en que los anclajes queden sobre el nivel del grout pero sobresaliendo menos de 3,0 mm, se permitirá desbastarlos usando esmeril angular con disco de desbaste.

5.3.2. Verificación y rectificación de la superficie de grout

Luego de cumplir fielmente lo dispuesto en el punto 5.3.1, se verificará la planitud de la superficie del grout que recibe al aislador, no debiendo existir desviaciones fuera del plano mayores a 1,5 mm.

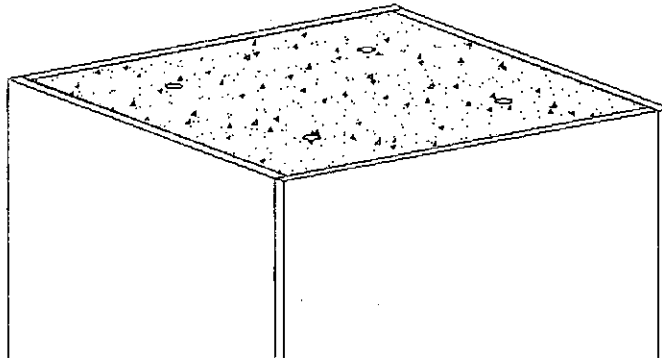


Figura 5.11: Vista final de la superficie de apoyo de los dispositivos (incluye el grout) (figura referencial)

Control de la planitud Se realizará apoyando una regla de un (1) metro de largo sobre la superficie de grout terminada. La distancia vertical entre la regla y el grout en ningún punto debe ser mayor a la desviación fuera del plano admisible señalada. Se deberá controlar íntegramente la superficie de grout que estará en contacto con el aislador barriéndola completamente dos veces, la primera vez la regla debe estar en una orientación y la segunda debe estar en la orientación perpendicular.

Corrección de desviaciones leves. En los casos en que la desviación fuera del plano es mayor a la admisible pero menor a 3,0 mm se permite, con sumo cuidado y en calidad de última medida, pulir el grout usando copa diamantada. Una vez corregida la desviación se debe volver a controlar la planitud de acuerdo al párrafo anterior.

5.3.3. Posicionamiento del dispositivo

- 1 Limpiar la superficie del pedestal. Se deberá quitar cualquier residuo de lechada u hormigón, quedando la superficie completamente plana y libre de resaltos.
- 2 Aplicar desmoldante (mediante el uso de rodillo o brocha) en la placa inferior del dispositivo y a continuación se colocará éste, asentándolo adecuadamente sobre los anclajes embebidos en el hormigón (Figura 5.12).

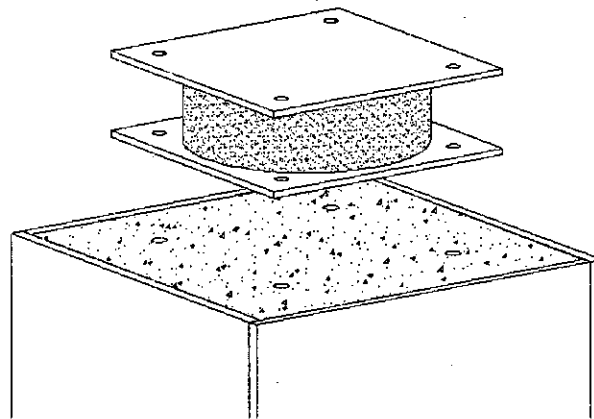


Figura 5.12: Colocación del dispositivo en su posición final (figura referencial)

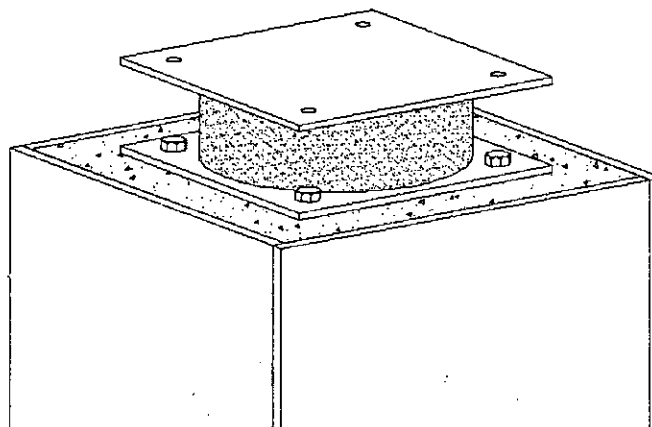


Figura 5.13: Dispositivo fijado al apoyo inferior (figura referencial)

- 3 Fijar la placa base inferior con los pernos de anclaje suministrados. A los pernos se les debe aplicar grasa previamente (Figura 5.13).

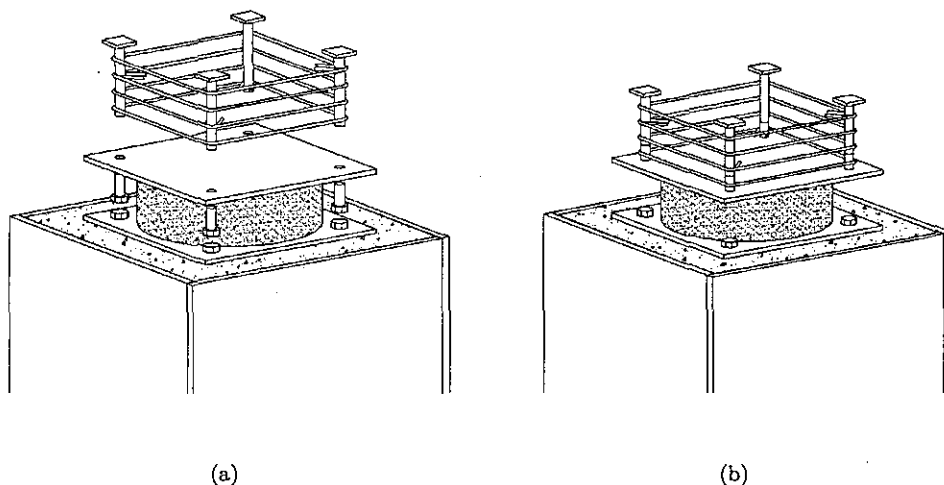


Figura 5.14: Instalación de los pernos superiores: (a) despiece de armado, (b) armado final (figura referencial)

- 4 Para el caso de los aisladores sin núcleo de plomo, rellenar el alma hasta el nivel de la placa de anclaje, mediante la aplicación de espuma de poliuretano o poliestireno expandido.
- 5 Colocar el moldaje perimetral del capitel superior, cuidando de que el nivel interior del moldaje quede 5mm por sobre la placa superior del aislador.
- 6 Se aplicará desmoldante en toda la superficie de la placa base superior del dispositivo y a continuación se montará la enfierradura del capitel superior.
- 7 Proceder a armar el anclaje superior (aplicando previamente grasa en los pernos), cuidando de que los pernos queden lo suficientemente apretados para asegurar la verticalidad de los insertos (Figura 5.14).
- 8 Colocar la enfierradura del pilar. En caso de interferencia con los anclajes, se podrá desplazar las barras del pilar hacia las esquinas de éste soltando las amarras hasta una altura de 1 metro, previa autorización por escrito del Ingeniero Calculista.

Luego de limpiar el interior del moldaje, se procederá al hormigonado del capitel superior (Figura 5.15). El torque final de los pernos se podrá realizar a partir de los 7 días después del hormigonado

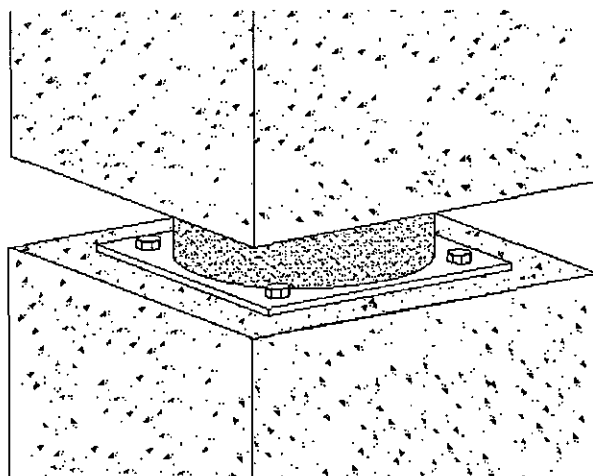


Figura 5.15: Dispositivo en su posición final (figura referencial)

de la losa, de acuerdo a lo siguiente:

- Para los pernos de 7/8", aplicar torque de 160 lb-pie.
- Para los pernos de 1-1/2", aplicar torque de 700 lb-pie.

NOTA: La diferencia de altura producida por los distintos tipos de dispositivos será absorbida en el capitel superior, manteniendo siempre la cota de losa terminada según planos de proyecto.

5.3.4. Soldaduras

No se debe proceder a soldar sobre el dispositivo, pero si por algún motivo fuera imperioso realizarlo, el contratista deberá obtener aprobación escrita de parte de SIRVE S.A. antes de efectuar cualquier soldadura sobre el dispositivo.

5.3.5. Pernos de montaje

Todos los pernos deberán ser apretados uniformemente, utilizando el torque adecuado según geometría y calidad del perno y lo indicado en punto 5.3.3.

Todos los pernos de montaje se deberán verificar con llave de torque para asegurar que tengan el apriete correspondiente a la calidad del perno.

Todos los pernos de montaje se engrasaran antes de su colocación.

5.3.6. Mantención e inspección

Una vez instalados los dispositivos, estos deberán ser inspeccionados según el siguiente criterio:

- Realizar inspección visual cada 5 años, para comprobar que no exista corrosión y/o oxidación de las placas metálicas.
- Inspección después de un evento sísmico importante o después de un incendio o cualquier otro evento fortuito que haga presumir un posible daño sobre los dispositivos.

6. Pintura

Cuando sea necesaria la aplicación de pintura, ésta deberá desarrollarse en base al esquema indicado en el documento de Especificaciones Técnicas (documento 15-010-ET-01-RA).

Se revisará el estado de la pintura del dispositivo en las caras que quedan ocultas antes de ser montado para sus posibles reparaciones si así requiere.

7. Recepción

La recepción de los distintos procesos de montaje de los dispositivo será de acuerdo al protocolo preparado por la constructora para dicho efecto.



ANEXO IV: PLANOS ESTRUCTURALES – CLÍNICA DE ESPECIALIDADES MÉDICAS